



# Comportement Hydromécanique des Joints Rocheux : Expérimentation et Modélisation Constitutive

Iraj Rahmani

## ► To cite this version:

Iraj Rahmani. Comportement Hydromécanique des Joints Rocheux : Expérimentation et Modélisation Constitutive. Sciences de l'ingénieur [physics]. Grenoble 1 UJF - Université Joseph Fourier, 2006. Français. NNT: . tel-01163484

**HAL Id: tel-01163484**

**<https://theses.hal.science/tel-01163484>**

Submitted on 13 Jun 2015

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

# THESE

Présentée par

**Iraj Rahmani**

Ingénieur en Génie Civil diplômé  
de l'Université de Technologie, Sharif (Iran)

Pour obtenir le titre de DOCTEUR de

**L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER-GRENOBLE I**  
(arrêté ministériel du 5 juillet 1984 et du 30 mars 1992)

Spécialité : Génie Civil (Géomécanique)

## **Comportement Hydromécanique des Joints Rocheux : Expérimentation et Modélisation Constitutive**

Date de soutenance : 6 Décembre 2006

### Composition du Jury :

Président	M. P. Foray	Professeur à l'INPG, Grenoble
Rapporteurs	M. G. Barla	Professeur à l'EP de Turin
	Mme. V. Merrien	Maître de conférence à l'EM de Nancy (HDR)
Examineurs	M. M. Boulon	Professeur à l'UJF, Grenoble
	M. F. Pellet	Maître de conférence à l'UJF, Grenoble (HDR)
Invités	M. A. Thoraval	Ingénieur à l'INERIS, Nancy

Thèse préparée au sein du laboratoire Sols, Solides, Structures  
Laboratoire mixte : UJF-INPG-CNRS : UMR 5521

*A mes parents, Zahra et Ali*

*A ma femme, Maryam*

*A mes enfants, Peroshat et Puyan*

*Water*

*We shouldn't muddy the water.*

*A pigeon may drink it down the road*

*Or in a far away grove a starling may bathe*

*Or in the village, a jug may be filled.*

*We shouldn't muddy the water.*

*This running water may feed a poplar and*

*Wash away sadness from a heavy heart.*

*A dervish may dip his dry bread in it.*

*What refreshing water !*

Sohrab SEPEEHRI-Poète Persan



---

## Remerciements

---

Durant ma thèse, j'ai bénéficié d'une bourse de "Transportation Research Institute" du Ministère des Transports du gouvernement iranien, que je remercie vivement.

Le travail de thèse présenté dans ce mémoire a été effectué au laboratoire Sol, Solides, Structures de Grenoble au sein de l'équipe Géomécanique et Ouvrages (GéO) du pôle Géomécanique et Risques Environnementaux (GRE). Je souhaite ici exprimer toute ma gratitude aux membres du pôle pour leur soutien et leur aide.

Je tiens tout d'abord à remercier le Professeur Marc BOULON avec qui j'ai été en contact pour la première fois en 1999 lors d'une rencontre avec le Professeur Vafai de l'Université de Technologie de Sharif en Iran. En 2003 il m'a proposé ce travail, puis l'a encadré. Durant toute la période de préparation de mon mémoire, depuis 2003, il m'a toujours soutenu et encouragé. Sa présence, sa confiance, ses idées et ses conseils m'ont été très précieux pour arriver au bout de ces années. Qu'il trouve ici l'expression de toute ma gratitude pour tout ce qu'il a été pour moi.

Je voudrai aussi remercier les membres du jury pour l'honneur qu'il m'ont fait en acceptant d'en faire partie. M. Pierre Foray, professeur à l'Institut National Polytechnique de Grenoble, qui m'a fait l'honneur d'accepter la présidence de ce jury. M. Giovanni Barla, professeur à l'école Polytechnique de Turin et Mme Véronique Merrien, Maître de Conférence à l'école des Mines de Nancy, qui ont bien voulu accepter le rôle de rapporteur. Leurs remarques ont été très constructives. Je remercie également messieurs Frédéric Pellet, Maître de conférences à l'Université Joseph-Fourier, qui a bien voulu accepter d'examineur ce travail et Alain Thoraval, Ingénieur à l'Institut National de

l'Environnement Industriel et des Risques (INERIS) qui a bien voulu participer à ce jury.

Je tiens également à remercier tous mes amis, en particulier mes compatriotes sur Grenoble, qui m'ont donnés une belle preuve d'amitié.

Enfin, je remercie mes parents, Zahra et Ali, mes enfants, ma chérie Peroshat et mon chéri Puyan. Merci à Maryam pour son infinie patience, pour m'avoir soutenu, aidé, encouragé et supporté toutes ces longues années.

Je voudrai noter ici que ces années de travail ont été une bonne occasion pour moi de découvrir la France et la culture française. Ceux-ci resteront pour moi des souvenirs exceptionnels.

---

## Résumé

---

De nombreuses applications en génie civil dans les massifs rocheux fracturés exigent des études de faisabilité précises. Ces massifs peuvent présenter des défauts de différentes tailles. Ils peuvent contenir d'une part des microfissures induites par la perturbation du champ de contraintes due à la construction d'un l'ouvrage, et d'autre part des fractures naturelles de plusieurs mètres voire plus. Notre travail est d'apporter des informations supplémentaires nouvelles sur le comportement hydromécanique des joints rocheux naturels et sur la modélisation constitutive de leur comportement hydromécanique. L'étude expérimentale a consisté en une série d'essais hydromécaniques de compression simple avec la machine BCR-3D du laboratoire 3S de Grenoble. Nous avons présenté un modèle hydromécanique constitutif original, qui peut être un moyen efficace pour modéliser le comportement hydromécanique des joints rocheux en compression et en cisaillement, en échelle méso sans prendre en compte l'effet d'échelle. La Boîte de Cisaillement direct pour Roches à 3 Dimensions, appelée BCR3D, a servi à la réalisation de nos essais mécaniques et hydromécaniques sur les interfaces entre géomatériaux. Cette boîte de cisaillement direct particulière a un système d'injection hydraulique afin d'étudier le comportement hydromécanique des joints rocheux et aussi de mesurer l'anisotropie hydraulique des écoulements. A l'aide du modèle de Divoux modifié et de l'approche de Darcy sous forme incrémentale, nous avons mis au point un modèle hydromécanique incrémental non linéaire original. Nous avons présenté la formulation de transmissivité hydraulique des joints rocheux selon deux chemins : tout d'abord, l'évolution de transmissivité en fonction de la contrainte normale (et de l'énergie spécifique normale), et ensuite les changements de transmissivité en fonction du chemin de cisaillement (et de l'énergie spécifique tangentielle). La performance du modèle est discutée à travers la comparaison entre des résultats expérimentaux et les modélisations constitutives. Le modèle hydromécanique incrémental non linéaire (LHMIN) pour l'interface, permet d'évaluer soit le débit, soit la transmissivité fonction du niveau de contrainte normale, de l'énergie normale, du niveau de contrainte de cisaillement et de l'énergie de cisaillement imposés au joint rocheux. Nous avons vu qu'il est possible de comparer schématiquement par simulation, le débit percolant entre divers géomatériaux au débit percolant à travers la masse de ces géomatériaux s'agissant d'un bouchon de galerie, nous avons présenté l'évolution de la transmissivité en cas de cisaillement pour quatre valeurs différentes de retrait du béton de scellement. Dans ce cas proche de la réalité, l'évolution mécanique à l'interface roche béton a été calculée grâce au code de calcul PLAXIS.

**Mots clefs :** Joint rocheux, comportement hydromécanique, expérimentation, modélisation constitutif, modèle incrémental non linéaire, compression simple, éléments finis





---

## Abstract

---

Many applications in civil engineering involving fractured rock masses require precise feasibility studies. These rock masses can exhibit fracturing of various scales. They can contain on the one hand microscopic fractures induced by the disturbance of the stress field due to the construction work, and on the other hand natural fractures of several meters or more. Our aim is to provide additional new information on the hydromechanical behavior of the natural rock joints and on the constitutive modeling of their hydromechanical behavior. The experimental study consisted of a series of hydromechanical simple compression tests with the BCR-3D machine of laboratory 3S in Grenoble. We have presented an original constitutive hydromechanical model, which can be an effective means to model the hydromechanical behavior of the rock joints in compression and shear loading, at the meso-scale, without taking into account the scale effect. The direct Shear Box for Rocks with 3 Dimensions, called BCR3D, was used for the realization of our mechanical and hydromechanical tests on interfaces between geomaterials. This direct shear box has a hydraulic injection system that allows the hydraulic behavior of the rock joints to be studied and also the measurement of hydraulic anisotropy of the flows. Using the modified Divoux model and the approach of Darcy in incremental form, we developed an original hydromechanical nonlinear incremental model. We have presented the formulation of hydraulic transmissivity of the rock joints corresponding to two paths : first of all, evolution of hydraulic transmissivity as function of to the normal stress (and normal specific energy), and then changes of hydraulic transmissivity relating to the shearing path (and tangential specific energy). The performance of the model is discussed through the comparison between experimental results and constitutive modeling. The hydromechanical nonlinear incremental model (LHMIN) for the interface makes it possible to evaluate either the flow, or the hydraulic transmissivity as a function of the level of normal stress, normal energy, the level of shear stress and the energy of shearing imposed on the rock joint. We saw that it is possible to compare schematically by simulation, the flow between various geomaterials with the flow through the mass of these geomaterials acting as a plug to a gallery, we presented the evolution of the hydraulic transmissivity in the event of shearing for four different values of shrinking of the sealing concrete. In this close-to-reality case, the mechanical evolution for the interface of rock and concrete was calculated with the computer code PLAXIS.

**Mots clefs** : Rock joint, hydromechanical behavior, experimentation, constitutive modeling, nonlinear incremental model, simple compression, finite elements



---

## Table des matières

---

<b>Table des figures</b>	<b>16</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>39</b>
<b>symboles et abréviations</b>	<b>42</b>
<b>1 Introduction</b>	<b>47</b>
<b>2 Données bibliographiques sur le comportement hydromécanique des joints rocheux</b>	<b>51</b>
2.1 Eléments caractérisant un joint rocheux . . . . .	51
2.1.1 Matrice rocheuse . . . . .	51
2.1.2 Définition de joint et fracture . . . . .	51
2.1.3 Rugosité des épontes . . . . .	52
2.1.4 L'effet d'échelle . . . . .	53
2.1.5 Vides et contacts . . . . .	54
2.2 Comportement mécanique des joints rocheux et du contact roche-géomatériaux : observations expérimentales et interprétation . .	56
2.2.1 Compression, facteurs influents . . . . .	56
2.2.2 Cisaillement, facteurs influents . . . . .	58
2.2.3 Sollicitations quelconques, facteurs influents . . . . .	59
2.2.4 Dégradation du contact sous chargement versus rugosité	61
2.3 Comportement hydraulique des joints rocheux . . . . .	63
2.3.1 Observations, écoulements "parallèles", écoulements "radiaux" . . . . .	64
2.3.2 Interprétation, loi cubique, influence de la rugosité . . . .	65

2.4	Comportement hydromécanique couplé des joints rocheux et du contact roche-géomatériaux : observations expérimentales et interprétation . . . . .	72
2.4.1	Compression et écoulement saturé . . . . .	72
2.4.2	Cisaillement et écoulement saturé . . . . .	76
2.4.3	Sollicitation quelconque et écoulement saturé, facteurs influents . . . . .	82
2.4.4	Cas non saturé (écoulement liquide + gaz) . . . . .	84
2.5	Conclusions . . . . .	86
<b>3</b>	<b>Données bibliographiques sur la modélisation constitutive du comportement mécanique et hydromécanique des joints rocheux</b>	<b>87</b>
3.1	Modélisation du comportement mécanique des joints rocheux et du contact roche-géomatériaux (lois constitutives purement mécaniques) . . . . .	87
3.1.1	Les variables 2-D et 3-D, la matrice constitutive mécanique	88
3.1.2	Elasticité linéaire . . . . .	90
3.1.3	Elasticité non linéaire . . . . .	90
3.1.4	Hypo-élasticité . . . . .	91
3.1.5	Elasto-plasticité . . . . .	91
3.1.6	Le modèle empirique de Barton et Bandis (B-B) . . . . .	96
3.1.7	Modèles incrémentalement non linéaires . . . . .	98
3.1.8	Le modèle de Divoux modifié . . . . .	102
3.1.9	Comparaison des performances des diverses lois . . . . .	102
3.2	Modélisation des écoulements dans les joints rocheux et dans le contact roche-géomatériaux (lois purement hydrauliques) . . . . .	103
3.2.1	Les variables caractérisant les écoulements . . . . .	103
3.2.1.1	Le nombre de Reynolds . . . . .	104
3.2.1.2	Le coefficient de perte de charge . . . . .	104
3.2.1.3	La rugosité relative . . . . .	104
3.2.2	Ouverture hydraulique . . . . .	104
3.2.3	Loi cubique . . . . .	105
3.2.4	Prise en compte de la rugosité . . . . .	109
3.2.5	Comparaison des performances des diverses lois . . . . .	110
3.3	Modélisation du comportement hydromécanique . . . . .	111
3.3.1	Les variables 2-D et 3-D, la matrice constitutive hydro-mécanique . . . . .	111
3.3.2	Modèles empiriques et relevant du loi cubique . . . . .	113
3.3.3	Modèles relevant de l'élasto-plasticité et de la loi cubique	114
3.3.4	Modèles relevant du formalisme incrémentale non linaire et de la loi cubique . . . . .	115
3.3.5	Comparaison des performances des divers modèles . . . . .	115

3.4	Conclusions . . . . .	115
<b>4</b>	<b>Réalisations expérimentales</b>	<b>117</b>
4.1	Structure de ce chapitre . . . . .	117
4.2	Dispositifs expérimentaux . . . . .	118
4.2.1	Principe et description . . . . .	118
4.2.2	Performances . . . . .	121
4.2.3	Rotations relatives . . . . .	121
4.2.4	Système de mesure de conductivité hydraulique . . . . .	123
4.3	Dispositif laser CALVIN . . . . .	125
4.4	Matériaux testés . . . . .	127
4.4.1	Essais de caractérisation de la matrice rocheuse, en compression simple (uniaxiale) . . . . .	128
4.4.1.1	Préparation des échantillons . . . . .	128
4.4.1.2	Procédures expérimentales . . . . .	128
4.4.2	Essais de compression pure mécanique . . . . .	128
4.4.2.1	Préparation des échantillons . . . . .	129
4.4.2.2	Essai de compression pure sur la fracture $F0$ . . . . .	129
4.4.2.3	Essai de compression simple sur la fracture $F'0$ . . . . .	130
4.4.3	Hypothèses adaptées et calcul de la transmissivité . . . . .	139
4.4.4	Essais de compression pure hydromécanique . . . . .	142
4.4.4.1	Les échantillons F1 et F2 . . . . .	142
4.4.4.2	Les échantillons JS1 et JS2 . . . . .	143
4.4.5	Résultats et discussion des résultats . . . . .	144
4.4.5.1	Aspects mécaniques . . . . .	144
4.4.5.2	Calcul du nombre de Reynolds . . . . .	147
4.4.5.3	Aspects hydromécaniques . . . . .	148
4.4.6	Influence de la contrainte normale et de l'énergie normale imposée sur la transmissivité intrinsèque . . . . .	150
4.4.7	Analyse statistique des joints rocheux . . . . .	152
4.5	Conclusions . . . . .	154
<b>5</b>	<b>Modélisation constitutive du comportement hydromécanique des joints rocheux</b>	<b>155</b>
5.1	Structure de ce chapitre . . . . .	155
5.2	Relations générales, conventions de départ et dimensions . . . . .	155
5.3	Variables et comportement hydromécanique des joints rocheux . . . . .	157
5.4	Le modèle de Divoux modifié . . . . .	159
5.4.1	Formulation des équations constitutives . . . . .	159
5.4.2	Sollicitation et réponse incrémentales . . . . .	159
5.4.3	Non linéarité incrémentale . . . . .	160
5.4.4	Paramètre d'histoire . . . . .	161
5.4.5	Critères de formulation . . . . .	162

5.4.6	Formulation incrémentale sur chemin quelconque . . . .	163
5.4.6.1	L'incrément de cisaillement . . . . .	163
5.4.6.2	L'incrément de déplacement relatif normal . . .	164
5.4.7	Expressions empirique permettant de traduire les varia- tions des paramètres . . . . .	166
5.5	Le modèle hydromécanique . . . . .	170
5.5.1	Loi constitutive mécanique et couplage mécanique-hydraulique 170	
5.5.2	Loi constitutive hydraulique et couplage hydraulique- mécanique . . . . .	173
5.5.3	Forme matricielle de la loi constitutive hydromécanique	175
5.6	Formulation des résultats expérimentaux et identification des paramètres hydrauliques . . . . .	176
5.6.1	Formulation analytique des variations de transmissivité sur chemin de compression en fonction de la contrainte normale et de l'énergie spécifique normale pour les joints rocheux . . . . .	177
5.6.2	Formulation analytique des variations de transmissivité sur chemin de cisaillement direct à contrainte normale constante en fonction de la contrainte de cisaillement et de l'énergie spécifique imposée de cisaillement pour les joints rocheux . . . . .	178
5.6.2.1	Formulation pour la variation de transmissivité sans dégradation des épontes rocheuses : . . .	180
5.6.2.2	Formulation pour la variation de transmissivité due à la dégradation des épontes rocheuses : .	181
5.6.2.3	Formulation pour la variation de transmissivité due à un changement de sens de sollicitation : .	182
5.7	Dérivées partielles de transmissivité pour utilisation dans la loi hydromécanique incrémentalement non linéaire . . . . .	182
5.8	Conclusions . . . . .	183
<b>6</b>	<b>Comparaison entre résultats expérimentaux et modélisation constitutive du comportement hydromécanique des joints ro- cheux</b>	<b>185</b>
6.1	Structure de ce chapitre . . . . .	185
6.2	Organigramme général d'intégration numérique du modèle hy- dromécanique incrémentale non linéaire (LHMIN) . . . . .	185
6.3	Modélisation hydromécanique d'un essai de compression simple (charge-décharge) . . . . .	186
6.3.1	Etude de sensibilité d'un essai de compression simple . .	191
6.4	Modélisation hydromécanique d'un essai de cisaillement direct à contrainte normale constante (charge-décharge) . . . . .	192

6.5	Modélisation hydromécanique (validation) d'un essai de cisaillement direct à rigidité normale imposée (solicitation monotone) .	197
6.6	Modélisation hydromécanique (identification) d'un essai de compression simple cyclique, sur joint F1 . . . . .	201
6.7	Modélisation hydromécanique (identification) d'un essai de compression simple cyclique, Olsson (1999) . . . . .	205
6.8	Modélisation hydromécanique (identification) d'un essai de cisaillement direct à volume constant (charge-décharge) . . . . .	208
6.9	Conclusions . . . . .	210
<b>7</b>	<b>Application du modèle hydromécanique incrémental non linéaire (LHMIN) de contact entre géomatériaux à la conception de bouchons de scellement</b>	<b>211</b>
7.1	Structure de ce chapitre . . . . .	211
7.2	Etude des débits percolant à travers une interface Argilite Béton	212
7.3	Modélisation numérique du retrait d'un bouchon de scellement en béton . . . . .	214
7.3.1	Présentation du modèle de calcul . . . . .	214
7.3.2	Présentation des résultats . . . . .	216
7.4	Transmissivité d'une interface Argilite-Béton selon la loi hydromécanique LHMIN pour différents niveaux de retrait du béton .	217
7.5	Conclusions . . . . .	223
<b>8</b>	<b>Conclusions générales et perspectives</b>	<b>227</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>231</b>
<b>A</b>	<b>Annexes du chapitre 4, les essais F1 et F2</b>	<b>241</b>
<b>B</b>	<b>Annexes du chapitre 4, les essais JS1 et JS2</b>	<b>251</b>
<b>C</b>	<b>Annexes du chapitre 5, modélisation constitutive</b>	<b>259</b>
C.1	L'échantillon $1\sigma 2$ . . . . .	260
C.2	L'échantillon $1\tau 4$ . . . . .	262
C.3	L'échantillon $1\tau 5$ . . . . .	265
C.4	L'échantillon $1\tau 6$ . . . . .	269
C.5	L'échantillon $1\tau 7$ . . . . .	273
C.6	L'échantillon $1\tau 8$ . . . . .	277
C.7	L'échantillon $1\tau 10$ . . . . .	281
C.8	L'échantillon $1\tau 11$ . . . . .	285
C.9	L'échantillon $2\sigma 1$ . . . . .	289
C.10	L'échantillon $2\sigma 2$ . . . . .	291
C.11	L'échantillon $2\tau 1$ . . . . .	293
C.12	L'échantillon $2\tau 2$ . . . . .	297



C.13 L'échantillon $2\tau 3$	300
C.14 L'échantillon $2\tau 4$	303
C.15 L'échantillon $2\tau 5$	307
C.16 L'échantillon $2\tau 6$	311
C.17 L'échantillon $2\tau 8$	315
C.18 L'échantillon $2\tau 10$	319
C.19 L'échantillon $2\tau 11$	323
C.20 L'échantillon F2	327
C.21 L'échantillon JS1	329
C.22 L'échantillon JS2	332
C.23 L'échantillon C39, Olsson [85]	333

---

## Table des figures

---

2.1	Vue schématique d'un milieu géologique fracturé, composé de la matrice roche intacte et de macrofractures, d'après Rutqvist et Stephansson [96]. . . . .	52
2.2	Représentation schématique d'un essai d'inclinaison ou "Tilt Test" permettant de calculer le paramètre JRC d'un joint rocheux. . .	53
2.3	Profils types pour estimer le coefficient JRC, d'après Barton et Choubey [15]. . . . .	54
2.4	Effet d'échelle sur le comportement des joints rocheux, d'après Bandis et al. [4]. . . . .	55
2.5	Propriétés d'un joint dépendant de la géométrie des vides, d'après Hakami [48]. . . . .	55
2.6	Essai de compression simple : Comportement normal en compression d'une roche homogène, comparé avec celui d'un joint imbriqué et celui d'un joint non imbriqué, d'après Barton [14]. .	56
2.7	Essai de compression simple cyclique pour des joints de différentes natures, (a) joints sains, (b) joints altérés, d'après Bandis et al [5]. . . . .	57
2.8	Correspondance des conditions entre les chemins de contrainte imposés au laboratoire et leur représentation physique, (a) cisaillement à contrainte normale constante, (b) cisaillement à rigidité normale imposé constant, d'après Lechnitz [77]. . . . .	59
2.9	Comportement d'un joint soumis à un essai de cisaillement direct, (a) à contrainte normale constante (CNC), (b) à rigidité normale imposée constante (KNC), d'après Jing et Stephansson [68]. . . . .	60

2.10	Essai de cisaillement à rigidité normale imposée (KNC) cyclique, contrainte de cisaillement et déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel, d'après Wibowo [109]. . .	61
2.11	Essai de cisaillement à contrainte normale constante (CNC) cyclique, contrainte de cisaillement et déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel, d'après Jing et al [67]. . . . .	62
2.12	Explication pour le frottement mobilisé différent entre les étapes de cisaillement vers l'avant et vers l'arrière : (a) aspérités d'ordre primaire et plus supérieur ; (b) état d'aspérités au cisaillement vers l'avant ; et (c) état d'aspérités au glissement d'inversion, d'après Jing et al [67]. . . . .	63
2.13	Débit d'eau en fonction du gradient hydraulique, sous différentes pressions de confinement, d'après Hakami et al [49]. . . . .	64
2.14	Comparaison des résultats expérimentaux pour un écoulement parallèle dans une fracture de traction dans le granit, avec modélisation par la loi cubique, d'après Witherspoon et al [112]. . .	66
2.15	Comparaison des résultats expérimentaux pour un écoulement radial dans une fracture de traction dans le granit, avec modélisation par la loi cubique, d'après Witherspoon et al [112]. . . .	67
2.16	Etude de l'écoulement hydraulique : Prise en compte des différents types de fractures, (a) Fracture plane lisse ouverte, (b) Fracture rugueuse ouverte, (c) Fracture rugueuse avec contacts ponctuels entre les épontes, d'après Gale [38]. . . . .	68
2.17	Domaines de validité des lois d'écoulement dans les fractures, rugosité relative fonction des nombres de Reynolds, d'après Louis [79]. . . . .	68
2.18	Présentation schématique de deux types d'écoulement, (a) radial, (b) parallèle . . . . .	69
2.19	Courbes des coefficients de frottement $\lambda$ en fonction du nombre de Reynolds $Re$ pour des écoulements unidirectionnels laminaires et turbulents à travers une fracture, dans les cas de rugosités relatives faibles ( $\frac{k}{D_h} < 0.032$ ), et importantes ( $\frac{k}{D_h} > 0.032$ ), d'après Wittke [113]. . . . .	70
2.20	Perte de charge ( $\lambda$ ) et débit ( $q$ ) d'écoulement en fonction du gradient hydraulique, du nombre de Reynolds ( $Re$ ), de la rugosité relative ( $\frac{k}{D_h}$ ), d'après Louis [79]. . . . .	71
2.21	Résultats expérimentaux : courbes conductivité hydraulique en fonction de la contrainte normale, d'après Raven et Gale [92]. .	73
2.22	Comparaison de trois modèles avec les résultats de perméabilité en fonction de la contrainte normale effective, a) fracture de granit, b) fracture de marbre ( $\sigma_n = 5$ MPa, écoulement parallèle), des essais correspondants d'après Lee et Cho [75] . . . . .	74

2.23	Essai purement mécanique, déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale sur des répliques de type 2 de granite naturel (JCS = 23 MPa, JRC = 6.8), d'après Hans [50].	75
2.24	Essai hydromécanique de compression simple sur des répliques de type 2 de granite naturel (JCS = 23 MPa, JRC = 6.8, écoulement radial). Transmissivité intrinsèque $T$ en fonction de la contrainte normale $\sigma_n$ , d'après Hans [50].	76
2.25	Essai hydromécanique de compression simple sur des répliques de type 2 de granite naturel (JCS = 23 MPa, JRC = 6.8, écoulement radial). Transmissivité intrinsèque $T$ en fonction de la contrainte normale $\sigma_n$ , d'après Hans [50].	77
2.26	Résultats d'un essai de cisaillement CNC. Contrainte normale, contrainte de cisaillement, déplacement relatif normal et conductivité hydraulique en fonction du déplacement relatif tangentiel, d'après Mitani [82].	78
2.27	Essais de cisaillement réalisé sous deux contraintes normales initiales 2 MPa en trait continu et 4 MPa en trait discontinu, et selon trois rigidités normales différentes (0 kN/mm(CNC), 37 kN/mm et 75 kN/mm), Courbes transmissivité en fonction de déplacement relatif tangentiel, d'après Olsson [85].	78
2.28	Essai mécanique de cisaillement à contrainte normale constante (4 MPa) sur deux répliques de même type 2 de granite naturel (JCS = 23 MPa, JRC = 6.8, écoulement radial), (a) déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, d'après Hans [50]).	79
2.29	Essai hydromécanique de cisaillement à contrainte normale constante (4 MPa) sur deux répliques de même type 2 de granite naturel (JCS = 23 MPa, JRC = 6.8, écoulement radial), transmissivité intrinsèque $T$ en fonction du déplacement relatif tangentiel, d'après Hans [50]).	80
2.30	Comportement sous cycles de Compression simple ; conductivité hydraulique en fonction de la contrainte normale, d'après Raven et Gale [92].	80
2.31	Perméabilité de fracture en fonction du déplacement tangentiel selon trois contraintes normales différentes, a) fracture de granit, b) fracture de marbre ( $\sigma_n = 5$ MPa, écoulement parallèle), d'après Lee et Cho [75].	81
2.32	Comportement mécanique cyclique de cisaillement direct en contrainte normale constante (fracture de granit, $\sigma_n = 5$ MPa), d'après Lee et Cho [75].	82

2.33	Comportement hydromécanique cyclique de cisaillement direct sous contrainte normale constante, perméabilité de fracture en fonction du déplacement relatif tangentiel, a) fracture de granite, b) fracture de marbre ( $\sigma_n = 5$ MPa, écoulement parallèle), d'après Lee et Cho [75]. . . . .	83
2.34	Perméabilités comparées à l'air (haut) et à l'eau (bas) d'une houille fracturée, d'après Indraratna et al [58]. . . . .	85
2.35	Écoulement biphasique dans une fracture granitique sous pression de confinement fixe (2 MPa). Pression partielle d'eau fixe (0.26 MPa), et pression partielle d'air variable de 200 à 350 kPa. Comparaison des perméabilités à l'air et à l'eau, d'après Indraratna et al [58]. . . . .	85
3.1	Idéalisation d'une interface en cas 3D, (a) la traction appliquée, (b) le déplacement. . . . .	88
3.2	Idéalisation d'une interface en cas 2D, (a) la traction appliquée, (b) le déplacement. . . . .	89
3.3	Représentation schématique d'une surface de charge et de l'incrément de contrainte. . . . .	94
3.4	Modèle adimensionnel reliant la contrainte de cisaillement au déplacement relatif tangentiel, tracé pour les joints non-planaires, évolution du coefficient $JRC_m$ , d'après Barton et al [14]. . . . .	96
3.5	Identification des chemins expérimentaux dans, (a) l'espace de chargement incrémental, (b) l'espace de réponse incrémentale. Chemins incrémentaux particulier, • 1) Contrainte normale constante en charge, • 2) Contrainte normale constante en décharge, □ 3) Volume constant en charge, □ 4) volume constant en décharge, ◇ 5) Pseudo-oedomètre en charge, ◇ 6) Pseudo-oedomètre en décharge. . . . .	100
3.6	Chemins à contrainte normale constante et à volume constant, (a)- Pour un modèle de joint élastoplastique sans dilatance, (b)- Pour un modèle de joint élastoplastique avec dilatance, d'après Manuel de mécanique des roches [26]. . . . .	103
3.7	Relation entre l'ouverture mécanique $E$ et l'ouverture hydraulique associée $e$ . . . . .	105
3.8	Représentation d'une discontinuité idéalisée dans le repère qui lui est attaché. . . . .	105
3.9	Distribution parabolique des vitesses dans la fracture. . . . .	107
3.10	Simulation tridimensionnelle d'écoulement dans une fracture sinusoïdale avec les équations de Navier-Stokes, Stokes et la loi cubique, d'après Brush et Thomson [23]. . . . .	109

3.11	Couplages hydromécaniques dans le milieu géologique, (i) et (ii) sont les couplages directs par des interactions de volume de pores, tandis que (iii) et (iv) sont les couplages indirects par des changements des propriétés matérielles, d'après Rutqvist et Stephansson [96]. . . . .	111
3.12	Evolution du rapport de l'ouverture mécanique $E$ à l'ouverture hydraulique $e$ (ordonnée) en fonction de l'ouverture hydraulique $e$ pour différentes valeurs de $JRC$ , d'après Olsson et Barton [86].	112
4.1	Vue générale de la BCR3D et des trois axes de chargement (X1-X2), (Y1-Y2) et (Z). . . . .	118
4.2	Coupe de la BCR3D selon le plan vertical incluant l'axe (Y1-Y2). (1) : échantillon à tester, (2) : demi boîtes internes, (3) : demi boîtes externes, (4) : glissières à billes, (5) : capteurs de forces, (6) : vérins horizontaux, (7) : bâti rigide, (8) : capteurs de déplacement (mesurant $\Delta y_1$ et $\Delta y_2$ ), (9) : élément mécanique pour l'accouplement boîte externe/vérin, (10) : colonnes rigides de guidage du plateau, (11) : capteurs de déplacement (mesurant $\Delta z$ et $\delta z$ ), (12) : vérin vertical, (13) : plateau coulissant rigide. . . . .	119
4.3	Représentation schématique hors échelle du problème de rotation parasite d'épentes au cours d'un essai de cisaillement de joint rocheux dans le cas d'une machine de cisaillement classique (a), et de la machine de cisaillement BCR3D (b). . . . .	120
4.4	Déplacements relatifs normaux mesurés par les deux capteurs Z1 et Z2 placés symétriquement par rapport à l'axe d'effort normal sur l'axe de cisaillement au cours d'un essai de compression simple (a) et d'un essai de cisaillement à contrainte normale constante 5 MPa (b). Courbes (a) : déplacements relatifs normaux (Z1 et Z2) en fonction de la contrainte normale. Courbe (b) : Déplacements relatifs normaux (Z1 et Z2) en fonction du déplacement relatif tangentiel. Rotation relative maximale enregistrée : $0.025^\circ$ pour un déplacement relatif tangentiel de 5 mm. D'après Armand [3]. . . . .	122
4.5	Représentation schématique du système hydraulique d'injection et de mesure de conductivité. La pompe permet d'injecter l'eau dans le circuit depuis la réserve et à débit $Q_1$ constant. . . . .	123
4.6	Schéma d'injection centrale d'eau dans le joint, et de collection périphérique sectorisée d'eau en sortie de joint (Vue de dessus). . . . .	124
4.7	La méthode de mesure de morphologie d'épente de joint rocheux. Profils réalisés suivant l'axe X et décalés sur l'axe Y. i : point initial de la mesure, f : point final de la mesure. . . . .	126

4.8	Vue générale du dispositif CaLVIN sur son socle de rangement (1) en cours de mesure de morphologie d'éponte rocheuse. (2) : Capteur laser Bullier M5L. (3) Moteur pas à pas de l'axe Y. (4) : Moteur à courant continu de l'axe X. (5) Capteurs de déplacement LVDT Sensorex. (6) Equerre métallique amovible. .	126
4.9	Echantillon "Ma1" avant test de compression simple . . . . .	128
4.10	Echantillon "Ma1" rompu . . . . .	129
4.11	Vue de la fracture dans laquelle ont été prélevés les échantillons $F0$ et $F'0$ . . . . .	130
4.12	Conditionnement des deux épontes de la fracture avant sciage. .	131
4.13	Echantillon de fracture $F0$ brut de sciage. . . . .	131
4.14	Le sciage a permis de prévoir également un échantillon "de se- cours" $F'0$ . . . . .	132
4.15	Le sciage a permis de prévoir également un échantillon " de secours " $F0$ . . . . .	132
4.16	Eponte inférieure de la fracture $F0$ après compression. . . . .	133
4.17	Eponte supérieure de la fracture $F0$ après compression. . . . .	133
4.18	Echantillon de fracture $F0$ , contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal durant les cycles de compression simple. . . . .	134
4.19	Essai de compression simple cyclique sur la fracture $F'0$ jusqu'à 80 MPa, contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal durant les cycles de compression simple. . . . .	135
4.20	Essai de compression simple cyclique sur la fracture $F'0$ jusqu'à 150 MPa, contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal durant les cycles de compression simple. . . . .	135
4.21	Essai de compression simple cyclique sur la fracture $F'0$ , contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal durant les cycles de compression simple. . . . .	136
4.22	Eponte supérieure de fracture $F'0$ , dans son état initial, scellée dans la demi boîte interne supérieure. . . . .	136
4.23	Eponte inférieure de fracture $F'0$ , dans son état initial, scellée dans la demi boîte interne inférieure. . . . .	137
4.24	Eponte supérieure de fracture $F'0$ , après compression jusqu'à 120 MPa. . . . .	137
4.25	Eponte supérieure de fracture $F'0$ , après compression jusqu'à 120 MPa. . . . .	138
4.26	Eponte supérieure de fracture $F'0$ , après compression jusqu'à 150 MPa. . . . .	138
4.27	Eponte supérieure de fracture $F'0$ , après compression jusqu'à 150 MPa. . . . .	139
4.28	Ecoulement radial dans un secteur d'ouverture $d\theta$ . . . . .	140

4.29	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F1 ( $\sigma_n = 0 - 20 - 40$ MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	145
4.30	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F1 ( $\sigma_n = 0 - 70$ MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	145
4.31	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F'1 ( $\sigma_n = 0 - 120$ MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	146
4.32	Essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F1, contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.	147
4.33	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F1 ( $\sigma_n = 0 - 20 - 40$ MPa), débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection. . . . .	148
4.34	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F1 ( $\sigma_n = 0 - 70$ MPa), débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection. . . . .	149
4.35	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F'1 ( $\sigma_n = 0 - 116$ MPa), débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection. . . . .	149
4.36	Essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F1, débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection.	150
4.37	Essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F1, transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et énergie normale imposée. . . . .	151
4.38	Essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F2, transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et énergie normale imposée. . . . .	152
5.1	Définition de la charge hydraulique . . . . .	156
5.2	Variables hydromécaniques locales d'un joint rocheux . . . . .	157
5.3	Espace des déplacements relatif incrémentaux normalisés . . . . .	161
5.4	Paramètres d'histoire $W_n$ et $W_s$ , (a)- Energie $W_n$ développée par la contrainte normale pour comprimer le joint, (b)- Energie $W_s$ développée par la contrainte de cisaillement pour cisailier le joint. . . . .	161
5.5	Essai à contrainte normale constante, supposant $W_n$ constante, (a)- Cisaillement mobilisé, (b)-Dilatance, d'après Armand [3] . . . . .	162
5.6	Essai pseudo-oedométrique supposant $W_s$ constant . . . . .	163
5.7	Non linéarité du comportement en charge . . . . .	164
5.8	Représentation graphique des paliers de cisaillement mobilisé à contrainte normale constante . . . . .	165



5.9	Représentation graphique du critère hyperbolique de la loi de Divoux . . . . .	167
5.10	Evolution possible de la contractance sous cycles au passage par un déplacement relatif tangentiel nul en fonction du travail de cisaillement et de la contrainte normale, d'après Armand [3] . . .	168
5.11	Modélisation du déplacement relatif normal des joints rocheux sur chemin de cisaillement direct cyclique à contrainte normale constante (4.75 MPa), (a)-Modèle de Divoux modifié avec prise en compte de la contractance sous cycles pour un déplacement relatif tangentiel nul, (b)-Modèle de Divoux initial, d'après Armand [3] . . . . .	169
5.12	Les éléments du tenseur hydromécanique. . . . .	170
5.13	Effet d'une variation de pression de fluide sur la contrainte de cisaillement courante . . . . .	171
5.14	Variations de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale effective, et de l'énergie spécifique normale imposée pour l'essai 2 $\sigma$ 2 (compression simple), sur une réplique de joint de type 2 (réalisé par Hans [50]). . . . .	177
5.15	Variation de la transmissivité intrinsèque en fonction de l'énergie spécifique imposée de cisaillement pour l'essai 1 $\tau$ 1 (cisaillement à contrainte normale constante $\sigma_n = 4$ MPa), sur une réplique de joint de type 1 (réalisé par Hans [50]). . . . .	179
5.16	Variation de la transmissivité intrinsèque en fonction de l'énergie spécifique imposée de cisaillement pour l'essai 2 $\tau$ 1 (cisaillement à contrainte normale constante $\sigma_n = 4$ MPa), sur une réplique de joint de type 1 (réalisé par Hans [50]). . . . .	180
5.17	Variation de la transmissivité intrinsèque en fonction de l'énergie spécifique imposée de cisaillement pour l'essai 1 $\tau$ 4 (cisaillement à contrainte normale constante $\sigma_n = 4$ MPa), sur une réplique de joint de type 1 (réalisé par Hans [50]). . . . .	181
6.1	Organigramme général de fonctionnement et d'intégration numérique du modèle hydromécanique incrémentale non linéaire. .	187
6.2	Programme de chargement, essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 1, 1 $\sigma$ 1, (réalisé par Hans [50] réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) chemin de contrainte, (b) pression d'injection imposée. . . .	188
6.3	Modélisation constitutive d'essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 1, 1 $\sigma$ 1, (réalisé par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale, (b) débit volumique d'eau injectée en fonction de la pression d'injection. . . . .	189

6.4	Réponse du modèle sur chemin à compression simple avec une variation de $\pm 10\%$ de paramètre $T_{n0}$ . . . . .	190
6.5	Réponse du modèle sur chemin à compression simple avec une variation de $\pm 10\%$ de paramètre $\sigma_{n0}$ et $\xi$ . . . . .	191
6.6	Réponse du modèle sur chemin à compression simple avec une variation de $\pm 10\%$ de paramètre $W_{n0}$ et $\zeta$ . . . . .	191
6.7	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 1, (réalisé par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction de pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction de pas de calcul. . . . .	194
6.8	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 1, (réalisé par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte tangentielle en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	195
6.9	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (réalisé par 1 $\tau$ 1, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale, (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection. . . . .	196
6.10	Essai hydromécanique de cisaillement direct monotone à rigidité normale imposée sur le joint de Granite (C39) ( $K = 1$ MPa/mm, $\sigma_{n0} = 2$ MPa), contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel. Essai par Olsson [85] et modélisation constitutive mécanique. . . . .	199
6.11	Essai hydromécanique de cisaillement direct monotone à rigidité normale imposée sur le joint de Granite (C39) ( $K = 1$ MPa/mm, $\sigma_{n0} = 2$ MPa), déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel. Essai par Olsson [85] et modélisation constitutive mécanique. . . . .	200
6.12	Essai hydromécanique de cisaillement direct monotone à rigidité normale imposée sur le joint de Granite (C39) ( $K = 1$ MPa/mm, $\sigma_{n0} = 2$ MPa, transmissivité intrinsèque en fonction de l'énergie de cisaillement. Essai par Olsson [85] et modélisation constitutive mécanique. . . . .	200
6.13	Essai hydromécanique de compression simple sur le joint F1, déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale, essai et modélisation constitutive mécanique. . . . .	203
6.14	Essai hydromécanique de compression simple sur le joint F1, transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et de l'énergie normale. . . . .	203

6.15	Essai hydromécanique de compression simple sur le joint F1 ( $\sigma_n = 0 - 20 - 40$ MPa), débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection, essai et modélisation constitutive hydraulique. . . . .	204
6.16	Essai hydromécanique de compression simple sur le joint F1 ( $\sigma_n = 0 - 70$ MPa), débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection, essai et modélisation constitutive hydraulique. . . . .	204
6.17	Essai hydromécanique de compression simple sur le joint F1 ( $\sigma_n = 0 - 110$ MPa), débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection, essai et modélisation constitutive hydraulique. . . . .	205
6.18	Essai hydromécanique de compression simple cyclique sur le joint de granite (C39), déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale. Essai réalisé par Olsson [85] et modélisation constitutive mécanique. . . . .	207
6.19	Essai hydromécanique de compression simple cyclique sur le joint de granite (C39), transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et de l'énergie normale. Essai réalisé par Olsson [85] et modélisation constitutive mécanique. . . . .	207
6.20	Essai hydromécanique de cisaillement direct à volume constant (charge-décharge) sur le joint artificiel de béton et de mortier réplique de joint rocheux, contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel. Essai réalisé par Buzzi [24] et modélisation constitutive mécanique. . . . .	209
6.21	Essai hydromécanique de cisaillement direct à volume constant (charge-décharge) sur le joint artificiel de béton et de mortier réplique de joint rocheux, transmissivité intrinsèque en fonction de l'énergie totale. Essai réalisé par Buzzi [24] et modélisation constitutive hydraulique. . . . .	210
7.1	Application de l'étude hydromécanique des interfaces à l'étude des débits au voisinage d'un contact entre le béton utilisé en tant que matériau de fermeture et la roche environnante. Configuration utilisée pour cette étude : Ecoulement de la zone du point A vers la zone du point B sous l'effet du gradient hydraulique $\vec{i}$ . . . . .	212
7.2	Schéma de section de galerie présenté en figure 7.1. . . . .	213
7.3	Modèle bidimensionnel en déformation plane de galerie (demi-section) et conditions aux limites. . . . .	215

7.4	Résultat de l'analyse mécanique de la galerie de la figure 7.3. Excavation, pose de bouchon, puis retrait du béton du bouchon de 0.1%. Vecteurs déplacements des parois de l'interface indiquant un déplacement relatif normal (maximum = 0.90 mm) et un déplacement relatif tangentiel (maximum = 0.60 mm). . . . .	216
7.5	Résultat de l'analyse mécanique de galerie de la figure 7.3. Excavation, pose de bouchon, puis retrait du béton du bouchon de 0.1%. (a) contrainte du cisaillement, (b) contrainte normale, (c) cisaillement relatif montrant la saturation du frottement sur la plus grande partie du pourtour de la galerie. . . . .	217
7.6	Résultat de l'analyse mécanique de galerie de la figure 7.3 pour un retrait du béton de 0.1%, au point 1 en clé de voûte, (a) contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal, (b) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (c) contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale. . . . .	218
7.7	Résultat de l'analyse mécanique de galerie de la figure 7.3 pour un retrait du béton de 0.1%, au point 5 en pied droit de galerie, (a) contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal, (b) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (c) contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale. . . . .	219
7.8	Résultat de l'analyse mécanique de galerie de la figure 7.3 pour un retrait du béton de 0.1%, au point 7 à la base de la galerie, (a) contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal, (b) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (c) contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale. . . . .	220
7.9	Ratio $\frac{Q_i}{Q_b}$ en fonction de la perméabilité intrinsèque du bouchon de béton $K_b$ pour quatre niveaux de retrait du béton : 0.01%, 0.015%, 0.1% et 0.2%. Cas d'une interface (Rayon du bouchon : $R=3$ m, épaisseur de l'EDZ : $1.2R$ ). . . . .	224
7.10	Ratio $\frac{Q_i}{Q_r}$ en fonction de la perméabilité intrinsèque de la roche endommagée $K_r$ pour quatre niveaux de retrait du béton : 0.01%, 0.015%, 0.1% et 0.2%. Cas d'une interface (Rayon du bouchon : $R=3$ m, épaisseur de l'EDZ : $1.2R$ ). . . . .	225
A.1	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F1 ( $\sigma_n = 0 - 20 - 40$ MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	241
A.2	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F1 ( $\sigma_n = 0 - 70$ MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	242

A.3	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F'1 ( $\sigma_n = 0 - 120$ MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	242
A.4	Les essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F1, contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	243
A.5	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F1 ( $\sigma_n = 0 - 20 - 40$ MPa), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection. . . . .	243
A.6	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F1 ( $\sigma_n = 0 - 70$ MPa), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection. . . . .	244
A.7	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F'1 ( $\sigma_n = 0 - 116$ MPa), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection. . . . .	244
A.8	Les essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F1, débit volumique de l'eau en fonction de la pression d'injection. . . . .	245
A.9	Les essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F1, transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et énergie normale imposée. . . . .	245
A.10	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F2 ( $\sigma_n = 0 - 62$ MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	246
A.11	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F2 ( $\sigma_n = 0 - 90$ MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	246
A.12	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F2 ( $\sigma_n = 0 - 110$ MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	247
A.13	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F2, contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	247
A.14	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F2 ( $\sigma_n = 0 - 62$ MPa), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection. . . . .	248
A.15	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F2 ( $\sigma_n = 0 - 90$ MPa), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection. . . . .	248
A.16	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F2 ( $\sigma_n = 0 - 110$ MPa), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection. . . . .	249

A.17	Les essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F2, débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection. . . . .	249
A.18	Les essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F2, transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et énergie normale imposée. . . . .	250
B.1	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS1 ( $\sigma_n = 0 - 43$ MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	251
B.2	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS1 ( $\sigma_n = 0 - 62$ MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	252
B.3	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS1, contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.	252
B.4	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS1 ( $\sigma_n = 0 - 43$ MPa), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection. . . . .	253
B.5	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS1 ( $\sigma_n = 0 - 62$ MPa), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection. . . . .	253
B.6	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS1, débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection.	254
B.7	Les essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture JS1, transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et énergie normale imposée. . . . .	254
B.8	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS2 ( $\sigma_n = 0 - 43$ MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	255
B.9	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS2 ( $\sigma_n = 0 - 63$ MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal. . . . .	255
B.10	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS2, contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.	256
B.11	Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS2 ( $\sigma_n = 0 - 43$ MPa), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection.(L'essai est arrêté à cause d'une fuite à 43 MA, c'est à dire avant la fin programmée de l'essai) . . . . .	256
B.12	Les essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture JS2, transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et énergie normale imposée. . . . .	257

C.1	Programme de chargement, essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 1, 1 $\sigma$ 2, (essai par Hans [50] réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) chemin de contrainte, (b) pression d'injection imposée. . . .	260
C.2	Modélisation constitutive d'essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 1, 1 $\sigma$ 2, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale, (b) débit volumique d'eau injectée en fonction de la pression d'injection. . . . .	261
C.3	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 4, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul. . . . .	262
C.4	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 4, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	263
C.5	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1 $\tau$ 4, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale, (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection. . . . .	264
C.6	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 5, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul. . . . .	265
C.7	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 5, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	266
C.8	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1 $\tau$ 5, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale. . . . .	267

C.9	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1 $\tau$ 5, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge). . . . .	268
C.10	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 6, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul. . . . .	269
C.11	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 6, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	270
C.12	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1 $\tau$ 6, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale. . . . .	271
C.13	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1 $\tau$ 6, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge). . . . .	272
C.14	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 7, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul. . . . .	273
C.15	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 7, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	274
C.16	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1 $\tau$ 7, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale. . . . .	275



C.17	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1 $\tau$ 7, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge) . . . . .	276
C.18	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 8, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul. . . . .	277
C.19	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 8, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	278
C.20	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1 $\tau$ 8, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale. . . . .	279
C.21	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1 $\tau$ 8, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge). . . . .	280
C.22	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 10, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul. . . . .	281
C.23	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 10, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	282
C.24	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1 $\tau$ 10, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale. . . . .	283

C.25	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1 $\tau$ 10, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge). . . . .	284
C.26	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 11, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul. . . . .	285
C.27	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 11, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	286
C.28	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1 $\tau$ 11, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale. . . . .	287
C.29	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1 $\tau$ 11, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge). . . . .	288
C.30	Programme de chargement, essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 2, 2 $\sigma$ 1, (essai par Hans [50] réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) chemin de contrainte, (b) pression d'injection imposée. . . .	289
C.31	Modélisation constitutive d'essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 2, 2 $\sigma$ 1, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale, (b) débit volumique d'eau injectée en fonction de la pression d'injection. . . . .	290
C.32	Programme de chargement, essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 2, 2 $\sigma$ 2, (essai par Hans [50] réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) chemin de contrainte, (b) pression d'injection imposée. . . .	291

C.33	Modélisation constitutive d'essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 2, $2\sigma 2$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale, (b) débit volumique d'eau injectée en fonction de la pression d'injection. . . . .	292
C.34	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, $2\tau 1$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul. . . . .	293
C.35	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, $2\tau 1$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	294
C.36	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par $2\tau 1$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale. . . . .	295
C.37	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par $2\tau 1$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge). . . . .	296
C.38	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, $2\tau 2$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul. . . . .	297
C.39	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, $2\tau 2$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	298
C.40	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par $2\tau 2$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale, (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection. . . . .	299

C.41	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, $2\tau 3$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul. . . . .	300
C.42	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, $2\tau 3$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	301
C.43	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par $2\tau 3$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale, (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection. . . . .	302
C.44	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, $2\tau 4$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul. . . . .	303
C.45	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, $2\tau 4$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	304
C.46	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par $2\tau 4$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale. . . . .	305
C.47	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par $2\tau 4$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge). . . . .	306
C.48	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, $2\tau 5$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul. . . . .	307

C.49	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 5, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	308
C.50	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 5, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale. . . . .	309
C.51	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 5, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge). . . . .	310
C.52	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 6, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul. . . . .	311
C.53	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 6, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	312
C.54	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 6, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale. . . . .	313
C.55	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 6, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge). . . . .	314
C.56	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 8, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul. . . . .	315

C.57	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 8, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	316
C.58	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 8, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale. . . . .	317
C.59	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 8, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge). . . . .	318
C.60	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 10, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul. . . . .	319
C.61	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 10, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	320
C.62	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 10, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale. . . . .	321
C.63	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 10, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge). . . . .	322
C.64	Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 11, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul. . . . .	323

C.65	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 11, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel. . . . .	324
C.66	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 11, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale. . . . .	325
C.67	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 11, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge). . . . .	326
C.68	Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint F1, (a) déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale, (b) transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et de l'énergie normale imposée. . . . .	327
C.69	Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint F2 ( $\sigma_n = 0 - 62$ MPa), débit volumique de l'eau en fonction de la pression d'injection. . . . .	328
C.70	Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint F2 ( $\sigma_n = 0 - 90$ MPa), débit volumique de l'eau en fonction de la pression d'injection. . . . .	328
C.71	Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint F2 ( $\sigma_n = 0 - 90$ MPa), débit volumique de l'eau en fonction de la pression d'injection. . . . .	329
C.72	Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint JS1, déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale. . . . .	330
C.73	Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint JS1, transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et de l'énergie normale imposée. . . . .	330
C.74	Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint JS1 ( $\sigma_n = 0 - 40$ MPa), débit volumique de l'eau en fonction de la pression d'injection. . . . .	331
C.75	Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint JS1 ( $\sigma_n = 0 - 60$ MPa), débit volumique de l'eau en fonction de la pression d'injection. . . . .	331

C.76	Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint JS2, (a) déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale, (b) transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et de l'énergie normale imposée. . . . .	332
C.77	Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint JS2 ( $\sigma_n = 0 - 40$ MPa), débit volumique de l'eau en fonction de la pression d'injection. . . . .	333
C.78	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement monotone à rigidité normale imposée sur le joint de Granite (C39) ( $K = 2$ MPa/mm, $\sigma_n = 2$ MPa, contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel. Essai par Olsson [85]. . . . .	334
C.79	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement monotone à rigidité normale imposée sur le joint de Granite (C39) ( $K = 2$ MPa/mm, $\sigma_n = 2$ MPa, déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel. Essai par Olsson [85]. . . . .	334
C.80	Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement monotone à rigidité normale imposée sur le joint de Granite (C39) ( $K = 2$ MPa/mm, $\sigma_n = 2$ MPa, transmissivité intrinsèque en fonction de l'énergie de cisaillement imposée. Essai par Olsson [85]. . . . .	335





---

## Liste des tableaux

---

2.1	Les Modèles de perméabilité de fracture en fonction de la contrainte normale effective, $K_j$ est la perméabilité, $K_0$ est la perméabilité initiale, $\sigma'_n$ est la contrainte normale effective, $D$ , $n$ , $b$ , $a$ , $C$ et $M$ sont des constantes. . . . .	74
3.1	Les grandes classes de lois de comportement non-visqueuses, d'après Darve [27]. . . . .	90
4.1	Différentes caractéristiques des axes de chargement mécanique de la BCR3D . . . . .	121
4.2	Récapitulation des résultats de compression pure des 3 échantillons (Ma1, Ma2, et Ma3) . . . . .	129
4.3	Rugosité (JRC) calculé par les équations 4.26 et 4.27 . . . . .	153
5.1	Paramètres de formulation analytique de chemin de compression simple . . . . .	178
6.1	Paramètres mécanique de la modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 1, 1 $\sigma$ 1, réalisé par Hans [50] (cf. formule 5.25). . . . .	186
6.2	Paramètres hydraulique de la modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 1, 1 $\sigma$ 1, réalisé par Hans [50] (cf. formule 5.67). . . . .	190
6.3	Paramètres mécaniques de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique en mortier de joint de type 1, 1 $\tau$ 1, réalisé par Hans [50]. . . . .	193
6.4	Paramètres hydrauliques de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique en mortier de joint de type 1, 1 $\tau$ 1, réalisé par Hans [50]. . . . .	197

6.5	Paramètres mécaniques de l'essai hydromécanique de cisaillement direct monotone à rigidité normale imposée sur le joint de Granite (C39) ( $K = 1$ MPa/mm, $\sigma_{n0} = 2$ MPa), réalisé par Olsson [85]. . . . .	198
6.6	Paramètres hydrauliques de l'essai hydromécanique de cisaillement direct monotone à rigidité normale imposée sur le joint de Granite (C39) ( $K = 1$ MPa/mm, $\sigma_{n0} = 2$ MPa), réalisé par Olsson [85]. . . . .	199
6.7	Paramètres mécaniques de l'essai hydromécanique de compression simple cyclique sur le joint F1. . . . .	202
6.8	Paramètres hydrauliques de l'essai hydromécanique de compression simple cyclique sur le joint F1. . . . .	202
6.9	Paramètres mécaniques de l'essai hydromécanique de compression simple cyclique sur le joint de granite (C39), réalisé par Olsson [85]. . . . .	206
6.10	Paramètres hydrauliques de l'essai hydromécanique de compression simple cyclique sur le joint de granite (C39), réalisé par Olsson [85]. . . . .	206
6.11	Paramètres mécaniques de l'essai hydromécanique de cisaillement direct à volume constant (charge-décharge) sur le joint artificiel de béton et de mortier réplique de joint rocheux. Essai réalisé par Buzzi [24]. . . . .	208
6.12	Paramètres hydrauliques de l'essai hydromécanique de cisaillement direct à volume constant (charge-décharge) sur le joint artificiel de béton et de mortier réplique de joint rocheux. Essai réalisé par Buzzi [24]. . . . .	209
7.1	Transmissivité intrinsèque de l'interface argilite béton sous un retrait du béton de 0.01%, selon le modèle hydromécanique LHMIN proposé, ( $T_{n0} = 6.04 \times 10^{-14} \text{ m}^3$ , $(12T_{n0})^{\frac{1}{3}} = 0.0898 \text{ mm}$ ). . . . .	221
7.2	Transmissivité intrinsèque de l'interface argilite béton sous un retrait du béton de 0.015%, selon le modèle hydromécanique LHMIN proposé, ( $T_{n0} = 6.04 \times 10^{-14} \text{ m}^3$ , $(12T_{n0})^{\frac{1}{3}} = 0.0898 \text{ mm}$ ). . . . .	222
7.3	Transmissivité intrinsèque de l'interface argilite béton sous un retrait du béton de 0.1%, selon le modèle hydromécanique LHMIN proposé, ( $T_{n0} = 6.04 \times 10^{-14} \text{ m}^3$ , $(12T_{n0})^{\frac{1}{3}} = 0.0898 \text{ mm}$ ). . . . .	222
7.4	Transmissivité intrinsèque de l'interface argilite béton sous un retrait du béton de 0.2%, selon le modèle hydromécanique LHMIN proposé, ( $T_{n0} = 6.04 \times 10^{-14} \text{ m}^3$ , $(12T_{n0})^{\frac{1}{3}} = 0.0898 \text{ mm}$ ). . . . .	223

---

## Symboles et abréviations

---

Notations relatives à la description du comportement mécanique, hydraulique et hydromécanique des joints rocheux :

Symboles	Description
$\delta$	Angle de frottement
$\Phi_r$	Angle de frottement résiduel
$\alpha$	Angle d'inclinaison
$\delta_m$	Angle de frottement mobilisé
$\psi$	Angle de dilatance
$\Psi_m$	Angle de dilatance mobilisé la roche sèche et non altérée
R	Nombre de rebonds du marteau sur
r	Nombre de rebonds du marteau sur la roche altérée et saturée
$\sigma_c$	Résistance en compression simple
$\sigma_n$	Contrainte normale
$d\sigma_n$	Incrément de contrainte normale
$\Delta\sigma_n$	Variation de contrainte normale
$\tau$	Contrainte de cisaillement
$\tau_{pic}$	Contrainte de cisaillement de pic
$\tau_{res}$	Contrainte de cisaillement résiduelle
$d\tau$	Incrément de contrainte de cisaillement
$\Delta\tau$	Variation de contrainte de cisaillement
$E$	Ouverture mécanique du joint
$e$	Ouverture hydraulique du joint
$E_0$	Ouverture mécanique initiale
$e_r$	Ouverture hydraulique résiduelle
$F_n$	Force normale

Symboles	Description
$JCS$	Résistance en compression simple de éponte
$JRC$	Joint coefficient roughness
$JRC_m$	rugosité mobilisée
VC	Essai de cisaillement direct à volume constant
KNC	Essai de cisaillement direct à rigidité normale imposée
CNC	Essai de cisaillement à contrainte normale constante
$k_{nn}$	Rigidité normale du joint
$k_{ss}$	Rigidité tangentielle du joint
$k_{ne}$	Rigidité normale extérieure imposée
$[u]$	Déplacement relatif normal
$d[u]$	Incrément de déplacement relatif normal
$\Delta[u]$	Variation de déplacement relatif normal
$[w]$	Déplacement relatif tangentiel
$d[w]$	Incrément de déplacement relatif tangentiel
$\Delta[w]$	Variation de déplacement relatif tangentiel
$[w]_{pic}$	Déplacement relatif tangentiel au pic de contrainte
$\underline{\underline{d}}$	Tenseur de comportement effectif
$[\underline{u}]$	Vecteur déplacement relatif
$D_{nn}$	Rigidité normale
$D_{ss}$	Rigidité tangentielle
$D_{ns}$	Rigidités couplées normale-tangentielle
$D_{sn}$	Rigidités couplées tangentielle-normale
$\underline{\sigma}$	Vecteur contrainte totale
$\underline{\underline{D}}$	Matrice constitutive hydromécanique
$\underline{grad}(p)$	Vecteur gradient pression hydraulique
$\underline{q}$	Vecteur débit transitant dans le joint
$\bar{W}_n$	Energie développée par la contrainte normale
$W_s$	Energie développée la contrainte de cisaillement
$T_{n0}$	Transmissivité correspondant à une contrainte normale très faible
$T_{s0}$	Transmissivité correspondant à la fine de phase de compression de joint rocheux
$D_h$	Diamètre hydraulique
$h$	Charge hydraulique
$k$	Hauteur des aspérités
$K$	Perméabilité
$K_i$	Perméabilité intrinsèque
$t$	Transmissivité
$T$	Transmissivité intrinsèque
$p$	Pression interstitielle dans le joint
$Q$	Débit total injecté
$v_x, v_y, v_z$	Vitesses d'écoulement dans les trois directions $x, y$ et $z$
$Re$	Nombre de Reynolds
$\gamma_w$	Masse volumique de l'eau

Symboles	Description
$\mu_w$	Viscosité cinématique de l'eau
$\nu_w$	Viscosité dynamique de l'eau
$\lambda$	Coefficient de frottement
$b$	Coefficient de Biot
$r_i$	Rayon intérieur
$r_e$	Rayon extérieur
$v$	Vitesse du fluide
$i$	Gradient hydraulique
$\underline{v}$	Vecteur vitesse du fluide
$\underline{K}$	Tenseur de perméabilité
$\underline{grad}(h)$	Vecteur gradient hydraulique
$Z_2$	Moyenne quadratique des pentes locales



# CHAPITRE 1

---

## Introduction

---

La construction d'ouvrages souterrains connaît aujourd'hui un développement qui accompagne profondément les améliorations et les exigences des sociétés modernes. On peut citer les grands franchissements par tunnels, les stockages de produits énergétiques (gaz, pétrole...) ou de déchets, l'architecture et l'aménagement urbain souterrain (dans les grandes cités ou les régions aux climats sévères...), qui s'ajoutent aux ouvrages traditionnellement créés pour les besoins des industries extractives.

En même temps, la demande sociale grandit, légitimement, pour que les risques associés à ces ouvrages soient de mieux en mieux étudiés et maîtrisés. Ce souci concerne les phases de construction, puis à plus long terme, d'abandon.

Il s'agit des risques traditionnellement connus dans ce contexte hostile (pour le personnel en charge des travaux de construction ou d'exploitation, par exemple), mais aussi des risques pour les populations et les infrastructures "riveraines", et des risques pour l'environnement. En conséquence, l'étude des ouvrages souterrains est de plus en plus importante.

La roche est un matériau de construction complexe composé d'une matrice entrecoupée par des réseaux de joints à diverses échelles. Un joint rocheux est défini comme "une portion de masse rocheuse ne comportant qu'une seule discontinuité". Le comportement des joints rocheux, d'un point de vue mécanique ou hydromécanique, est un des aspects les plus importants de la mécanique des roches, car ces joints constituent les points faibles des masses rocheuses. Par exemple, les fractures apparaissant dans un barrage en béton suite à des sollicitations diverses telle que les cycles gel-dégel ou le retrait du béton, sont les points faibles tant pour la stabilité mécanique de l'ouvrage que pour les éventuels écoulements qui les traversent. En raison du caractère très rigide de la matrice, la plupart des déformations se produisent dans les joints, sous la



forme de déplacement relatif normal et de déplacement relatif tangentiel. Ces déplacements relatifs changent également la géométrie de l'espace des vides et de ce fait les ouvertures hydraulique lors d'écoulement fluides.

Le comportement mécanique des joints rocheux a fait l'objet de nombreuses études depuis plus de trente ans grâce aux travaux pionniers de Patton [87], Barton [9], et Pratt [90]. De nombreux essais ont été effectués sur le comportement mécanique des joints rocheux, mettant en évidence la complexité de celui-ci et les facteurs influents. Le comportement mécanique des joints a été testé, notamment grâce aux études expérimentales de Armand [3], Barton [15], Barla et al [6], Huston et Dowding [56], Kodikara et Johnston [71], Esaki [32], Wibowo [109], sur les différents chemins de chargement possibles, et modélisé en particulier par Barton et Bandis [12], Goodman et al [46], Homand [53], Plesha [89], Nguyen et Selvadurai [84], Divoux [30] et Barla et al [7],.

L'influence de nombreux paramètres comme le remplissage du joint (Indraratna et Hohnston [63]), l'effet d'échelle (Brown et al [22], Vallier [107]), la morphologie des épontes (Barton [9], Riss et al [93]) ou l'anisotropie du joint (Huang et Dong [55], Jing et al [67]) a été étudié.

Plusieurs études relatives au comportement hydromécanique des joints rocheux ont été réalisées, en laboratoire notamment par Gale [36], Gentier et al [43], Olsson [85] et Hans [50], et in-situ Kadiri et Merrien-Soukatchoff et Guglielmi [70]. Dans la mesure où les joints sont les vecteurs privilégiés d'un écoulement, la connaissance de leur comportement hydromécanique est indispensable pour l'étude, la modélisation constitutive, la simulation et la conception de sites de stockage de déchets dans un massif rocheux. On sait l'intérêt que portent les entreprises pétrolières, pour optimiser leurs techniques d'extraction de gaz et de pétrole. Donc il est important d'effectuer des études expérimentale in-situ ou en laboratoire. En conséquence, ces études doivent permettre de déterminer les paramètres pour pouvoir les introduire dans les codes de calcul numérique (par exemple les codes éléments finis) afin de simuler le comportement global du site.

L'objectif de cette thèse est d'apporter des informations supplémentaires nouvelles sur le comportement hydromécanique des joints rocheux naturels et sur la modélisation constitutive du comportement hydromécanique des joints rocheux. L'étude expérimentale a consisté en une série d'essais hydromécaniques de compression simple avec la machine BCR-3D du laboratoire 3S de Grenoble. Elle a été suivie par la présentation d'un modèle hydromécanique constitutif original, qui peut être un moyen efficace pour modéliser le comportement hydromécanique des joint rocheux en échelle méso sans prendre en compte l'effet d'échelle.

La présente introduction est l'objet de notre premier chapitre, elle est suivie de deux études bibliographiques des recherches réalisées sur les comportements mécanique et hydromécanique. Nous séparons les études purement expérimentales d'une part (chapitre 2) et la modélisation constitutive d'autre

---

part (chapitre 3).

Le quatrième chapitre présentera la Boîte de Cisaillement direct pour Roches à 3 Dimensions, appelée BCR3D, qui a servi à la réalisation de nos essais mécaniques et hydromécaniques sur les interfaces entre géomatériaux. Cette boîte de cisaillement direct particulière a été conçue par Marc Boulon depuis 1995 [19]. Hans [50] a ajouté un système d'injection hydraulique afin d'étudier le comportement hydromécanique des joints rocheux et aussi de mesurer de l'anisotropie hydraulique des écoulements. Nous expliquerons le dispositif CALVIN (Cartographie Laser des Vides et Numérisation) qui permet de mesurer la morphologie d'épontes de joints rocheux. La présentation de la campagne d'essais classiques de caractérisation de la matrice rocheuse, en compression simple, ainsi que celle d'essais mécaniques et hydromécaniques sur joints rocheux du site calcaire de Coaraze étudié par l'INERIS, fera l'objet de la fin ce chapitre.

Dans le cinquième chapitre, nous présenterons les conventions générales et les variables choisies dans notre modélisation constitutive hydromécanique. Ce chapitre sera l'occasion d'exposer en détail le modèle constitutif de joint rocheux mécanique, incrémental non linéaire, de Divoux modifié. Puis, à l'aide de ce modèle et de l'approche de Darcy sous forme incrémentale, nous détaillerons un modèle hydromécanique incrémental non linéaire original. A la suite nous présenterons la formulation de transmissivité hydraulique des joints rocheux selon deux chemins : tout d'abord, l'évolution de transmissivité en fonction de la contrainte normale (et de l'énergie spécifique normale), en suite les changements de transmissivité en fonction de la contrainte de cisaillement (et de l'énergie spécifique tangentielle).

Le chapitre six est constitué d'applications de la loi incrémentale non linéaire hydromécanique, déterminée dans le chapitre précédant, aux cas de divers chemin de sollicitation. Les chemins de sollicitation, le long desquels nous avons développé la loi incrémentale non linéaire hydromécanique, vont être validés. Les chemins de compression simple et de cisaillement direct à contrainte normale constante sont les chemins principaux, d'identification de notre loi. En suite nous allons examiner d'autres chemins sur lesquels nous pouvons faire des essais classiques, comme les chemins de cisaillement direct à rigidité normale imposée et cisaillement direct à volume constant, les chemins constitueront notre validation. Enfin nous verrons les résultats de modélisation des chemins plus complexes dans lesquels nous aurons des cycles de charge-décharge.

Dans le septième chapitre, le modèle hydromécanique incrémental non linéaire (LHMIN) pour l'interface, permet d'évaluer soit le débit, soit la transmissivité fonction du niveau de contrainte normale, de l'énergie normale, du niveau de contrainte de cisaillement et de l'énergie de cisaillement imposée au joint rocheux. Nous verrons dans ce chapitre qu'il est possible de comparer schématiquement par simulation, le débit percolant entre divers géomatériaux au débit percolant à travers la masse de ces géomatériaux. Nous présentons

dans ce chapitre l'évolution de la transmissivité en cas de cisaillement pour quatre valeurs différentes de retrait du béton. Pour calculer l'évolution mécanique dans un cas réel d'interface de géomatériaux, nous utilisons le code de calcul PLAXIS.

Finalement, dans le huitième chapitre nos conclusions générales et une discussion seront présentées, ainsi que des perspectives pour les recherches à venir à la suite de ce travail.

## CHAPITRE 2

---

### Données bibliographiques sur le comportement hydromécanique des joints rocheux

---

L'objet de ce chapitre est d'énoncer quelques généralités et définitions concernant les joints rocheux, de montrer en quoi les comportements mécanique et hydromécanique des joints rocheux sont indissociables, et de présenter et commenter les données expérimentales que nous avons rassemblées dans notre recherche bibliographique.

## 2.1 Eléments caractérisant un joint rocheux

### 2.1.1 Matrice rocheuse

On la caractérise généralement au moins par la résistance en compression et le module d'Young de la roche intacte. La résistance en compression est généralement supérieure au coefficient JCS défini ci-dessous en raison de l'altération locale possible des épontes.

### 2.1.2 Définition de joint et fracture

Le massif rocheux est traversé par des réseaux plus ou moins organisés de fractures résultant de l'histoire tectonique du massif. La description de la fracturation du massif comporte au moins le nombre de famille de fractures (d'orientation voisine), l'orientation de celle-ci, et l'espacement moyen des fractures de chaque famille.

### 2.1.3 Rugosité des épontes

La rugosité des épontes est une caractéristique importante d'un joint rocheux, conditionnant son comportement mécanique et hydromécanique. Les auteurs ont analysé la rugosité d'une surface par approches fractale, géostatistique et statistique. Afin de caractériser cette rugosité, un coefficient empirique nommé JRC "Joint Roughness Coefficient" ; il a été introduit par Barton [9]. Ce paramètre peut être obtenu par un "essai d'inclinaison" ("Tilt Test" fig. 2.2), consistant à installer le joint sur une table inclinable dont on augmente l'inclinaison sur l'horizontale jusqu'à observer le glissement d'une éponte sur l'autre. Le coefficient JRC est calculé de la façon suivante :

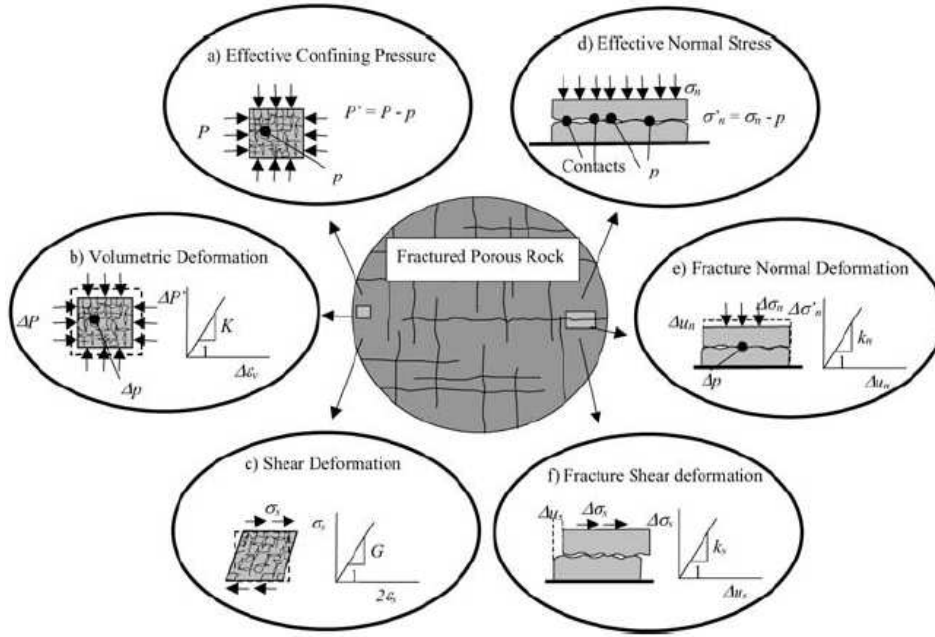


FIG. 2.1 – Vue schématique d'un milieu géologique fracturé, composé de la matrice roche intacte et de macrofractures, d'après Rutqvist et Stephansson [96].

$$JRC = \frac{\alpha - \Phi_r}{\log\left(\frac{JCS}{\sigma_{n0}}\right)} \quad (2.1)$$

où

- $\alpha$  : Angle d'inclinaison pour lequel on obtient le glissement d'une éponte de l'échantillon sur l'autre (fig. 2.2).
- $\sigma_{n0}$  : Valeur effective de la contrainte normale lorsque le glissement se produit.
- JCS : Joint wall Compressive Strength : résistance local à la compression de la fracture.

- $\Phi_r$  : Angle de frottement résiduel déterminé par le test du marteau de Schmidt :

$$\Phi_r = (\Phi_b - 20) + 20 \frac{r}{R} \quad (2.2)$$

où

- $R$  : le nombre de rebonds du marteau sur la roche sèche et non altérée.
- $r$  : le nombre de rebonds du marteau sur la roche altérée et saturée.
- $\Phi_b$  : Angle de frottement résiduel obtenu sur des échantillons intacts. (Tilt test sur échantillon intacts :  $\alpha = \Phi_b$  ).

A partir de ce paramètre, Barton et Choubey [15] ont défini une gamme de profils " types " dont les coefficients JRC varient de 0 à 20 (figure 2.3).

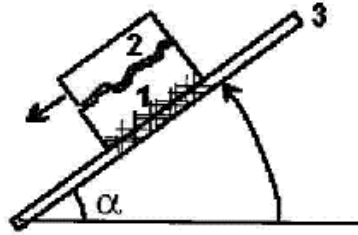


FIG. 2.2 – Représentation schématique d'un essai d'inclinaison ou "Tilt Test" permettant de calculer le paramètre JRC d'un joint rocheux.

#### 2.1.4 L'effet d'échelle

Nombre d'auteurs ont remarqué des différences notables entre les résultats obtenus pour des essais sur joints in situ et des essais effectués en laboratoire (Brown et al. [22], Bandis et al. [4], Vallier et al. [108]). Les essais de laboratoire sont réalisés sur des échantillons de petite taille ( taille centimétrique à décimétrique). Afin d'extrapoler ces données au comportement de joints rocheux de plus grande taille, il faut s'interroger sur l'effet d'échelle. En 1977, Barton et Choubey [15] ont remarqué et rapporté les angles de frottement mesurés lors d'essais (figure 2.2). L'angle obtenu pour un joint de 45 cm de long est de  $59^\circ$ , alors que pour le même échantillon subdivisé en blocs de 10 cm, l'angle obtenu est de  $69^\circ$ . En 1981, Bandis et al observent attentivement l'effet d'échelle. Leur étude permet de conclure que la contrainte de cisaillement au pic  $\tau_{pic}$  est fortement liée à la dimension de l'échantillon. On remarque que  $\tau_{pic}$  et  $\tau_{res}$  (résistance au cisaillement résiduelle), diminuent avec la taille de l'échantillon testé. De même, l'angle de dilatance décroît avec de la taille du joint. On constate également que le comportement d'un joint de grande dimension est plus ductile que celui d'un joint de dimension plus restreinte (figure 2.4).

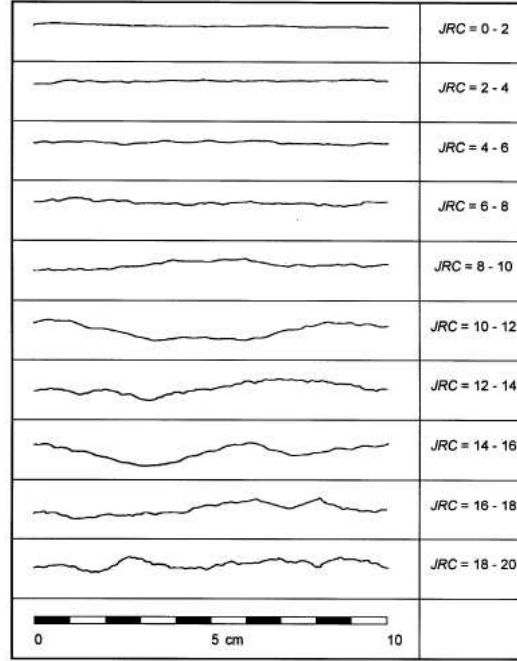


FIG. 2.3 – Profils types pour estimer le coefficient JRC, d'après Barton et Choubey [15].

### 2.1.5 Vides et contacts

Les comportements mécanique et hydromécanique des joints découlent de la résistance de la surface, de la géométrie des vides, et des efforts qui s'appliquent sur eux. La caractérisation des vides d'un joint est une étape importante de l'étude du comportement hydromécanique puisque les vides constituent la zone principale d'écoulement de fluide. Hakami [48] résume à travers la figure 2.5 l'ensemble des paramètres d'un contact régissant la mécanique et les écoulements.

Il y a différentes méthodes permettant de calculer l'ouverture moyenne des joints rocheux. Barton et al [11] déterminent l'ouverture mécanique initiale  $E_0$  en fonction de  $JRC$ , de  $JCS$  et de la résistance en compression simple de la matrice rocheuse  $\sigma_c$ , selon l'équation 2.3 ( $E_0$  étant exprimé en mm).

$$E_0 = \frac{JRC}{5} \left( 0.2 \frac{\sigma_c}{JCS} - 0.1 \right) \quad (2.3)$$

Pour mesurer expérimentalement les données conduisant aux informations locales sur les vides du joint, il est possible d'effectuer un moulage des vides par injection de la fracture avec un produit durcissant dans le joint. Une autre solution, mise en oeuvre par Hans et al [51] consiste à relever la morphologie des deux épontes et leurs espacement afin de déterminer l'espace des vides, les épontes étant au contact, d'abord hors contrainte, puis sous contrainte.

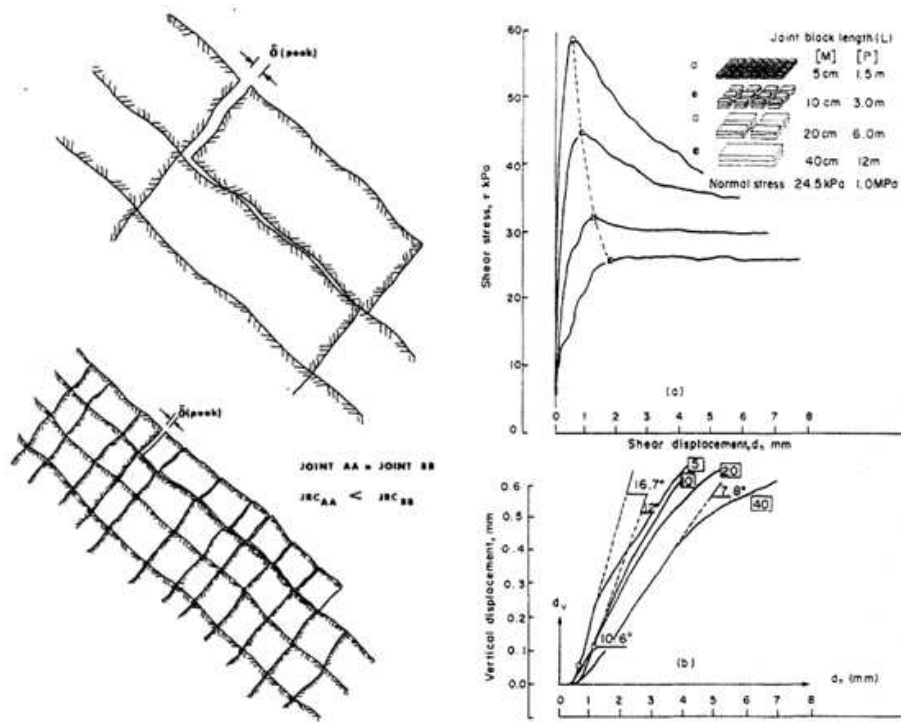


FIG. 2.4 – Effet d'échelle sur le comportement des joints rocheux, d'après Bandis et al. [4].

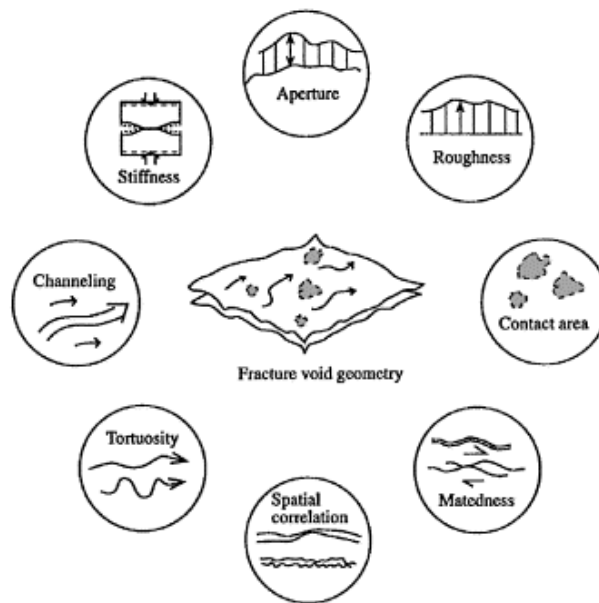


FIG. 2.5 – Propriétés d'un joint dépendant de la géométrie des vides, d'après Hakami [48].



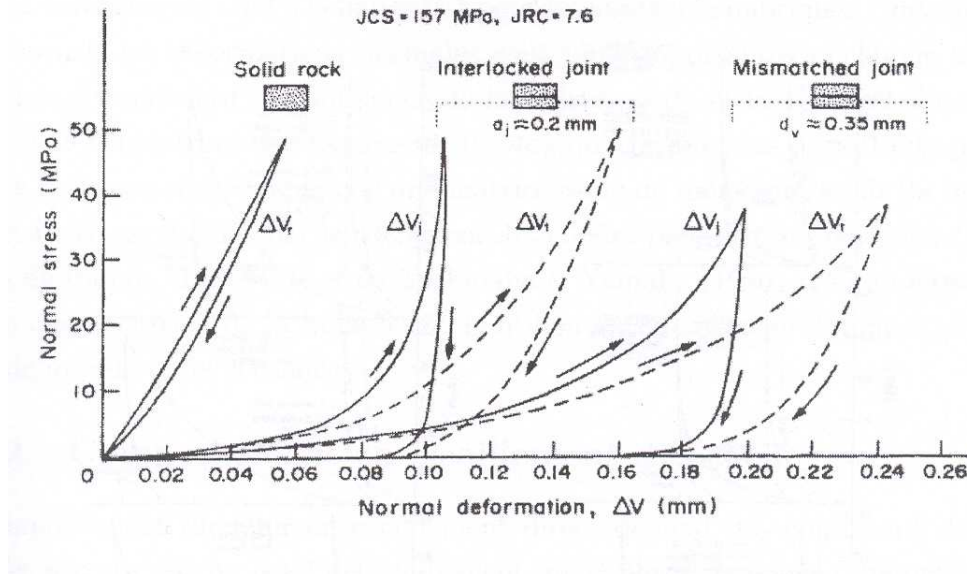


FIG. 2.6 – Essai de compression simple : Comportement normal en compression d'une roche homogène, comparé avec celui d'un joint imbriqué et celui d'un joint non imbriqué, d'après Barton [14].

## 2.2 Comportement mécanique des joints rocheux et du contact roche-géomatériaux : observations expérimentales et interprétation

Quand une masse rocheuse est soumise à un chargement mécanique, ses déformations totales sont la somme des déformations de la matrice rocheuse et celles des joints rocheux qui la traversent. La majeure partie des déformations se produisent dans les joints, où les composantes principales sont fermeture ou ouverture, correspondant au déplacement relatif normal de joint, et distorsion résultant du déplacement relatif tangentiel des joints rocheux. La cinématique d'un joint est précisée par son ouverture, sa fermeture, et son rejet latéral. Le comportement mécanique des joints rocheux consiste donc à étudier les deux types de chargement élémentaire qui engendrent cette cinématique : la compression simple (pseudo oedométrique) et le cisaillement.

### 2.2.1 Compression, facteurs influents

De nombreux auteurs montrent des résultats d'essais de compression simple, relatifs à différents échantillons de roches (Armand [3], Sun et al [102], Bandis et al. [5]), à contrainte normale croissante. Il y a augmentation du nombre de points de contact et certaines zones de contact admettent des déformations

élastiques alors que d'autres subissent des déformations irréversibles plastiques soit par écoulement plastique, soit par endommagement. Cette complexe combinaison du nombre de points de contact et de différentes déformations aboutit une relation non linéaire entre la contrainte normale et le déplacement relatif normal. Les deux courbes en pointillés (figure 2.6) représentent le comportement global de l'échantillon, alors que les courbes entrants pleins correspondent au comportement du joint seul ( $\Delta V_j = \Delta V_i - \Delta V_r$ ). On remarque également l'existence d'un déplacement relatif normal limite atteint pour de très fortes contraintes normales.

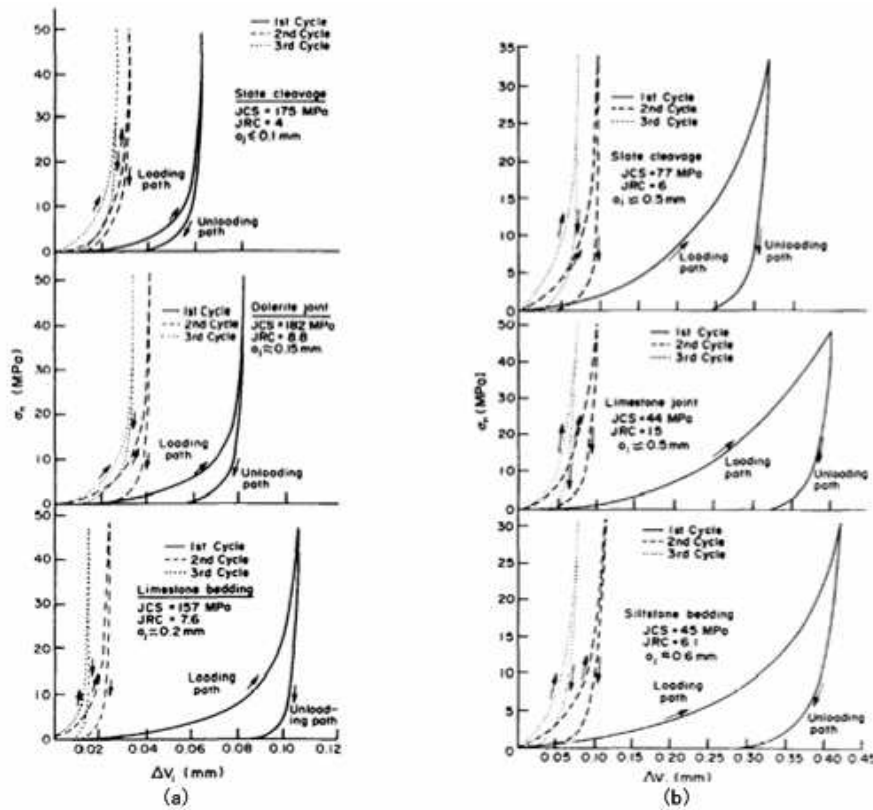


FIG. 2.7 – Essai de compression simple cyclique pour des joints de différentes natures, (a) joints sains, (b) joints altérés, d'après Bandis et al [5].

L'étude du comportement cyclique en compression simple permet de mettre en évidence une différence importante entre la contractance lors du premier cycle de chargement et celle des cycles suivants (figure 2.7). Bandis et al. [5] ont décrit les facteurs censés influencer la rigidité normale des joints. Ces sont :

- La surface de contact initiale, l'amplitude relative et la distribution de l'ouverture entre les épontes.
- La rugosité des épontes de joint (la rugosité à échelle réduite est la plus critique, commandant la rigidité normale. Il est peu probable que la fer-

meture d'un joint dépende de sa taille).

- La résistance et la déformabilité des aspérités.
- L'épaisseur, le type et les propriétés mécaniques du matériau de remplissage.

### 2.2.2 Cisaillement, facteurs influents

De nombreux auteurs présentent des résultats d'essais de cisaillement direct sur des échantillons de roches différentes (Seidel et al [98], Geertsema [40], Armand [3], Hutson et Dowding [57], Jing et Stephansson [68], Bandis et al [5], Bandis et al [4], Barton et Bandis [12], Barton [10]). Le comportement du joint en cisaillement dépend des conditions de l'essai. Il n'existe pas un essai de cisaillement, mais plusieurs selon le chemin de contrainte suivi. En effet, au cours de l'application d'une histoire de déplacement relatif tangentiel  $[w(t)]$  à un joint rocheux, les chemins de cisaillement peuvent être :

- A force normale constante. ( $F_n = Cste$ )
- A contrainte normale constante (CNC). ( $\sigma_n = Cste$ )
- A rigidité normale imposée constante (KNC). ( $\frac{d\sigma_n}{d[u]} = Cste$ )
- A volume constant. ( $d[u] = Cste$ )
- A angle de dilatance mobilisée imposée. ( $\frac{d[u]}{d[w]} = Cste$ )

Sans oublier les chemins

- De compression ou chemin pseudo œdométrique. ( $d[w] = Cste$ )
- A contrainte de cisaillement constante ( $\tau = Cste$ ), parfois appelés "de fluage" (alors  $[w]$  est mesuré).

Le cisaillement des joints rocheux se produit dans diverses conditions selon la proximité de la surface libre du massif rocheux. Il y a deux types principaux de conditions limites, le premier cas est représentatif du comportement d'un joint proche de la surface du massif (figure 2.8(a)) et peut être tester sur chemin à contrainte normale constante (CNC). Dans deuxième cas, un bloc situé dans une masse rocheuse, ou un joint dans un pilier entre deux cavernes ou un joint dans un réservoir soumis à une pression élevée d'eau, ne peut pas glisser librement. Le cisaillement est contraint par l'activation d'une force normale additionnelle due à la rigidité de la roche environnante. Cette condition est simulée au laboratoire en maintenant la rigidité normale imposée constante (KNC) (figure 2.8(b)).

Un trait typique du cisaillement à contrainte normale imposée constante est une élévation rapide de la contrainte de cisaillement à une valeur maximum ( $\tau_p$ ), suivie d'une décroissance progressive à la valeur résiduelle ( $\tau_r$ ) (figure 2.9a). Le déplacement normal correspondant (changement de volume) en fonction du déplacement de cisaillement est montré à la figure 2.9a également. Au début du cisaillement, le déplacement relatif normal est une légère contraction. Il est généralement suivi d'une dilatation. Le déplacement relatif normal maximum ne se produit pas en même temps que la contrainte de cisaillement

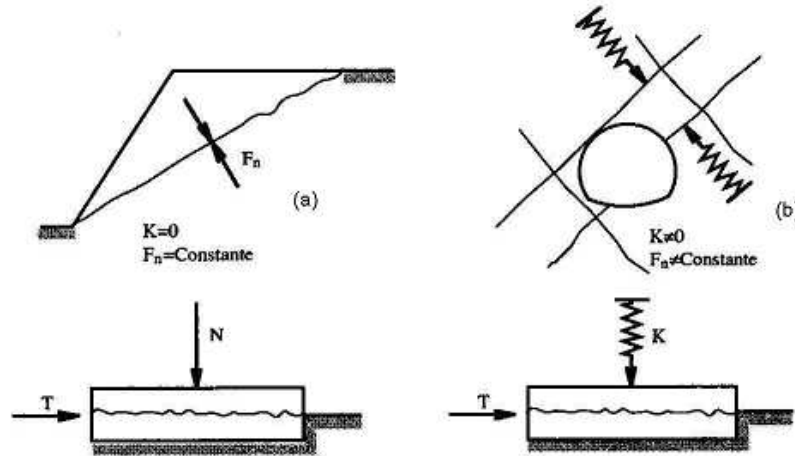


FIG. 2.8 – Correspondance des conditions entre les chemins de contrainte imposés au laboratoire et leur représentation physique, (a) cisaillement à contrainte normale constante, (b) cisaillement à rigidité normale imposée constante, d'après Lechnitz [77].

maximum, mais lorsque la contrainte de cisaillement atteint sa valeur résiduelle.

L'essai de cisaillement à rigidité normale imposée constante à appliquer une contrainte normale initiale, puis à cisailier l'échantillon à vitesse de cisaillement constante tout en régulant la force normale de manière à vérifier la consigne  $\Delta\sigma_n - k_{ne} \times \Delta[u] = 0$  avec  $k_{ne}$  rigidité normale extérieure imposée. Un comportement typique lors d'un cisaillement à rigidité normale imposée est également une élévation initiale rapide de la contrainte de cisaillement, suivie d'une augmentation plus lente de la contrainte de cisaillement, jusqu'à ce qu'une valeur constante soit obtenue après un grand déplacement relatif tangentiel (figure 2.9b). Comme on le constate sur cette figure, le niveau de contraintes atteint est d'autant plus élevé, que la rigidité normale est forte. Le déplacement relatif normal pendant un cisaillement à rigidité normale imposée (KNC) est plus petit qu'à contrainte normale constante, ce qui affecte également les propriétés hydrauliques du joint.

### 2.2.3 Sollicitations quelconques, facteurs influents

Dans cette partie nous allons considérer les essais cycliques. De nombreux auteurs présentent des résultats d'essais de cisaillement relatifs à des échantillons de roches différentes (Jafari et al [65], Boulon et al [20], Homand et al [52], Boulon et al [18], Fox et al [34], Huang et al [54], Hutson et al [57]). Le comportement en cisaillement cyclique est évidemment différent du comportement monotone. La figure 2.10a présente un essai de cisaillement cyclique

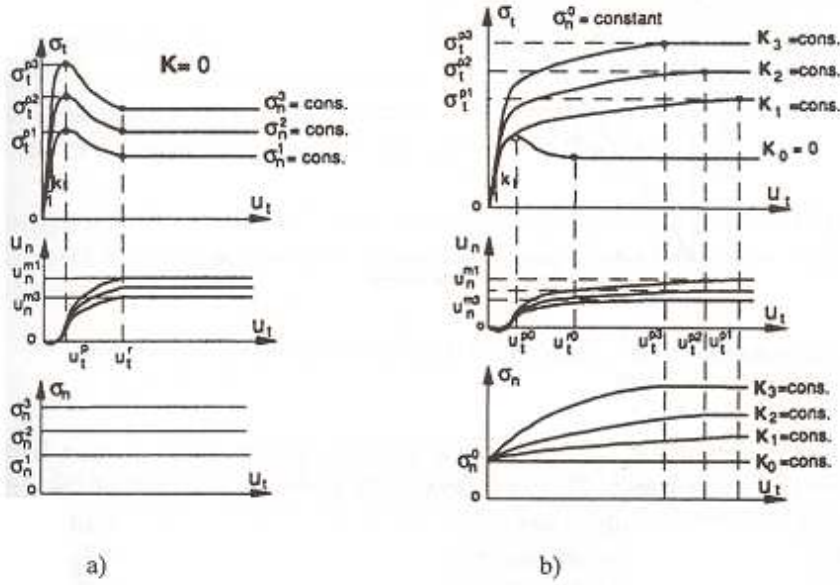


FIG. 2.9 – Comportement d'un joint soumis à un essai de cisaillement direct, (a) à contrainte normale constante (CNC), (b) à rigidité normale imposée constante (KNC), d'après Jing et Stephansson [68].

à rigidité normale imposée (KNC). On peut découper les plans de représentation en quatre parties correspondant aux quatre quadrants. Le quadrant 1 contient le chargement monotone déjà décrit au chapitre 2.2.2 et les chargements suivants de même type, lors du premier cycle on arrive à une contrainte de cisaillement de pic qui ne pourra plus être atteinte lors des cycles suivants. On peut remarquer qu'à partir du deuxième cycle, on arrive dans le quadrant 1 à un palier de contrainte de cisaillement voire même à une disparition du pic. Dans le quadrant 2, on inverse le sens de cisaillement, et on atteint rapidement un palier en contrainte de cisaillement, mais la valeur absolue de cette contrainte est différente de la valeur de palier du quadrant 1 en raison de l'inversion de sens de sollicitation (ce ne sont pas les mêmes aspérités qui sont sollicités). Quand on aborde le quadrant numéro 3, on reste dans la même zone de déplacement relatif tangentiel, il y a de nouveau augmentation de la contrainte de cisaillement (mais de signe opposé) et il peut y avoir apparition d'un pic au cours des deuxièmes cycles de cisaillement comme dans le premier quadrant. Pour le quadrant 4, on inverse de nouveau le sens de cisaillement (on cisaille dans le sens initial) le comportement ressemble au signe près, à celui obtenu dans le quadrant 2. Si on étudie maintenant le déplacement relatif normal, on voit, figure 2.10b, que le joint se dilate pendant le cisaillement aller, puis se contracte lors du cisaillement retour. On peut remarquer une hystérésis, plus ou moins important suivant le niveau de contrainte normale. Globalement,

plus on fait de cycles, moins le joint dilate ce qui correspond à l'usure des aspérités, et la contrainte tangentielle en grands déplacements se rapproche de la contrainte de cisaillement "résiduelle" dans chaque quadrant. On peut remarquer que la valeur de la contrainte de cisaillement (hors le premier pic) au palier dans les quadrants 1 et 3, correspondant à des phases dilatantes du joint, est plus importante en valeur absolue que les valeurs de palier dans les quadrants 2 et 4, en phases contractantes du joint.

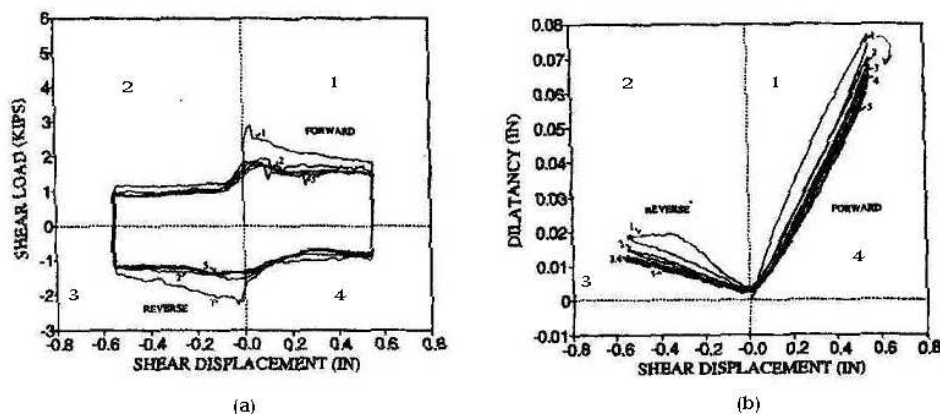


FIG. 2.10 – Essai de cisaillement à rigidité normale imposée (KNC) cyclique, contrainte de cisaillement et déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel, d'après Wibowo [109].

## 2.2.4 Dégradaation du contact sous chargement versus rugosité

On peut se référer aux publications de Huang et al [91] qui montrent que pour deux types de roche (un calcaire et un granite) l'effet des cycles est différent sur le même type de joints (sciés) et sur les mêmes chemins (CNC). Le coefficient de frottement diminue au cours des cycles de cisaillement pour les joints calcaires, mais il augmente pour les joints de granite. On peut remarquer qu'il n'y a quasiment pas de dégradation des aspérités sur les joints de granite excepté quelques arrachement de grains, alors qu'elle est importante pour les joints de calcaire, avec une contractance au cours des cycles. Cette dégradation différente s'explique par la différence de résistance des matrices rocheuses, le rapport de la contrainte normale divisée par la résistance en compression simple étant de 0.122 pour le calcaire et seulement de 0.024 pour le granite. Les essais réalisés par Huang et al [91] montrent le même type de comportement pour des joints en mortier en dents de scie avec des contraintes normales moyennes ou fortes. Ils expliquent la diminution de la contrainte tangentielle par la diminution des pentes d'aspérités. Mais pour des essais à faible contrainte, ils

remarquent une augmentation de la contrainte tangentielle qu'ils imputent à la présence de quelques débris produits lors du premier cycle, s'opposant au cisaillement lors des cycles suivants. D'autres résultats obtenus par Lefèvre [76]

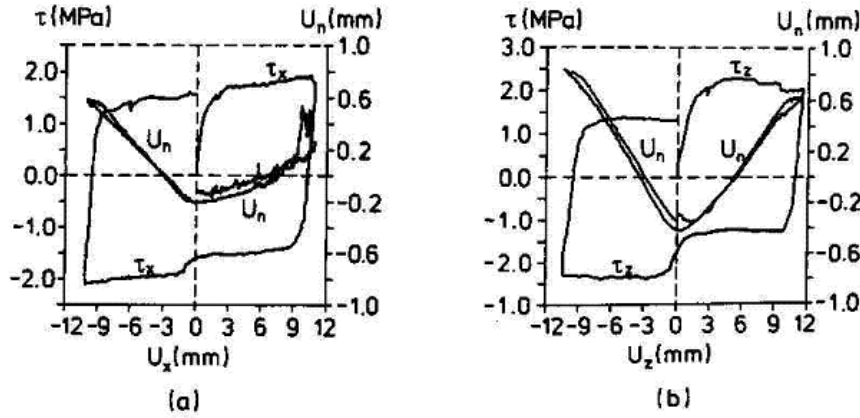


FIG. 2.11 – Essai de cisaillement à contrainte normale constante (CNC) cyclique, contrainte de cisaillement et déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel, d'après Jing et al [67].

pour des essais sur des joints ondulés en mortier, présentent le même type de réponse en déplacement relatif normal, et une augmentation de la contrainte de cisaillement au cours des cycles. On retrouve toujours la dissymétrie entre les différents quadrants. Les essais réalisés par Wibowo [109] montrent que des cycles de cisaillement ont la même influence sur le comportement pour des essais KNC. Il est important de noter que Huang et al [91] mettent en évidence l'importance du rôle du matériau broyé apparaissant au cours du cisaillement, qui crée de nouvelles surfaces de contact et intervient donc significativement dans le comportement du joint.

Un autre constat est que la contrainte de cisaillement après inversion du sens de cisaillement est presque constante et sa grandeur est habituellement plus petite que la contrainte de cisaillement résiduel pendant le cisaillement en sens initial (figure 2.11b). Cette différence pourrait être expliquée par différents états d'endommagement d'aspérités. Les aspérités sur une surface de joint donnée peuvent être classées en aspérités primaires et aspérités d'ordre supérieur (figure 2.12a). Les aspérités primaires ont les plus grandes ondulations (ou des longueurs d'onde) comparées à la dimension de l'échantillon et sont dénotées comme angle d'aspérité en cet article. Les aspérités d'ordre supérieur sont beaucoup plus petites en taille et peuvent être considérées comme superposées aux aspérités primaires. Pendant le cisaillement vers l'avant, les aspérités d'ordre supérieur dans le secteur de contact réel sont graduellement cisailées ou cassées, et fournissent donc la résistance au mouvement de cisaille-

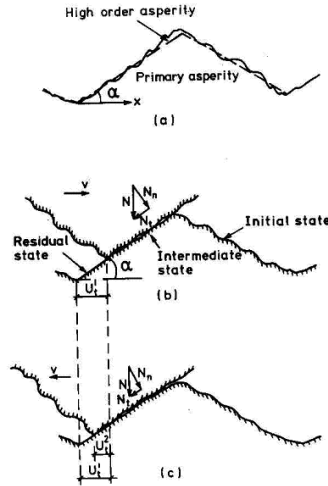


FIG. 2.12 – Explication pour le frottement mobilisé différent entre les étapes de cisaillement vers l’avant et vers l’arrière : (a) aspérités d’ordre primaire et plus supérieur ; (b) état d’aspérités au cisaillement vers l’avant ; et (c) état d’aspérités au glissement d’inversion, d’après Jing et al [67].

ment. Cette résistance au cisaillement des aspérités d’ordre supérieur, l’angle de base de frottement du matériel, et la composant tangentielle de  $N_t$  de force normale sont les trois causes de la contrainte de cisaillement mobilisée (figure 2.12b). Quand la sens de cisaillement est renversé, les aspérités d’ordre supérieur concourant à la force de résistance deviennent négligeables parce qu’elles ont été complètement cisailées auparavant et se trouvent dans un état résiduel dû au cisaillement vers d’avant, et la composant tangentielle de la force devient une partie de la force de cisaillement elle-même (figure 2.12c). Par conséquent, la force de cisaillement mobilisée dans l’étape de cisaillement en sens d’inverse est inférieure à celle de l’étape vers l’avant, et les courbes de contrainte de cisaillement sont généralement plus lisses, dues à l’absence des aspérités d’ordre supérieur.

## 2.3 Comportement hydraulique des joints rocheux et du contact roche-géomatériaux : observations expérimentales et interprétation

La caractérisation mécanique et géométrique d’un joint rocheux unique fournit les bases permettant de comprendre le comportement d’un écoulement fluide au sien d’un massif rocheux. Il est cependant difficile de donner une description complète du comportement d’écoulement même dans un joint unique, en raison du nombre de variables impliquées dans les trois dimensions. Par



conséquent, de nombreuses analyses sont basées sur une analyse en état bidimensionnel. Indépendamment des conditions aux limites externes du joint, la géométrie des vides et leur taille déterminent opposée au fluide qui traverse une fracture. Ce paragraphe présente, d'une part les observations expérimentales relativisées à l'écoulement dans une fracture, et d'autre part les équations de base relatives au problème d'écoulement dans une fracture.

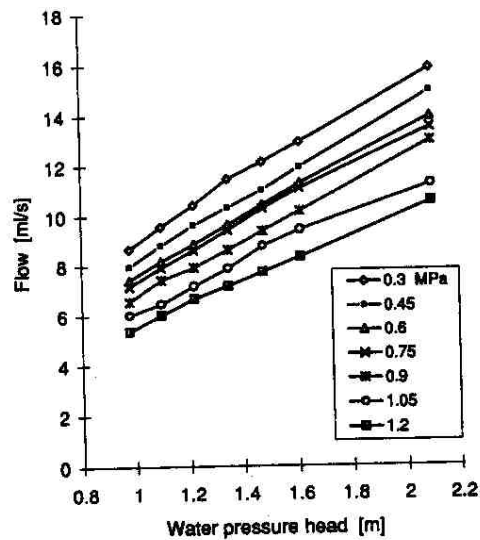


FIG. 2.13 – Débit d'eau en fonction du gradient hydraulique, sous différentes pressions de confinement, d'après Hakami et al [49].

### 2.3.1 Observations, écoulements "parallèles", écoulements "radiaux"

Le problème d'écoulement laminaire d'un fluide visqueux incompressible entre deux plans parallèles a été étudié par de nombreux auteurs (Boussinecq (1868), Lomize [78], Snow [100], Louis [79], Iwai [64], Witherspoon et al [112], Raven et Gale [92], Gale [38], Hakami et al [49], Indraratna et al [62]). Hakami et al [49] ont mesuré le débit sous différents gradients hydrauliques et contraintes normales (figure 2.13) et ont prouvé la dépendance linéaire entre l'écoulement et le gradient hydraulique, dans certaines limites. Cette dépendance traduit un écoulement laminaire dans le joint rocheux.

Witherspoon et al [112] ont étudié l'écoulement dans trois différentes sortes de joints rocheux avec différentes ouvertures mécaniques. L'écoulement était de deux types, il s'agissait d'écoulement parallèle (figure 2.14), et d'écoulement radial (figure 2.15). Ils ont représenté l'ouverture mécanique en fonction du débit normalisé par le gradient hydraulique. Il existe une relation linéaire entre ouverture mécanique et débit normalisé par le gradient hydraulique en échelle

logarithmique. On peut noter que le comportement général est analogue pour ces deux types d'écoulements.

### 2.3.2 Interprétation, loi cubique, influence de la rugosité

Les équations de base sur lesquelles s'appuient les différents modèles hydrauliques sont ici présentées : la loi cubique (qui sera abordé dans le paragraphe 3.2.3) établie pour une fracture plane et une expression modifiée de cette loi pour une fracture rugueuse dite "ouverte" c'est à dire ne présentant aucun point de contact. Gale [38] nous propose trois grands types de fractures (figure 2.16) à prendre en considération. Dans la suite nous présenterons les équations de l'écoulement entre deux parois planes et lisse dans le cas bidimensionnel (figure 2.16a), puis nous présenterons le cas de l'écoulement entre deux épontes rugueuses correspondant au cas b de la figure 2.16. Dans le premier cas, la fracture est assimilée à deux parois planes parallèles et distantes d'une ouverture notée  $E$  (figure 2.16a). Le problème d'écoulement laminaire d'un fluide visqueux incompressible à travers ces deux plans a été étudié par de nombreux auteurs (Boussineq (1868), Lomize [78], Snow [100], Romm [95], Louis [79]). Ces auteurs ont montré que la conductivité hydraulique ( $K$ ) d'une fracture d'ouverture hydraulique  $e$  est donnée par :

$$K = \frac{ge^2}{12\nu_w} \quad (2.4)$$

où

- $g$  : accélération de pesanteur,
- $\nu_w$  : viscosité cinématique de l'eau,

Et le débit  $Q$  par unité de charge hydraulique  $\Delta H$  s'écrit :

$$\frac{Q}{\Delta H} = CE^3 \quad (2.5)$$

où  $C$  est une constante tenant compte des propriétés du fluide et des caractéristiques géométriques de l'écoulement étudié qui vaut :

- pour un écoulement radial entre les rayons  $r_i$ (intérieur) et  $r_e$ (extérieur) (figure 2.18a), après intégration sur le rayon :

$$C = \frac{g}{12\nu_w} \cdot \frac{2\pi}{\ln(r_e/r_i)} \quad (2.6)$$

- pour un écoulement parallèle de largeur  $l$  et de longueur  $L$  (figure 2.18b) :

$$C = \frac{g}{12\nu_w} \frac{l}{L} \quad (2.7)$$

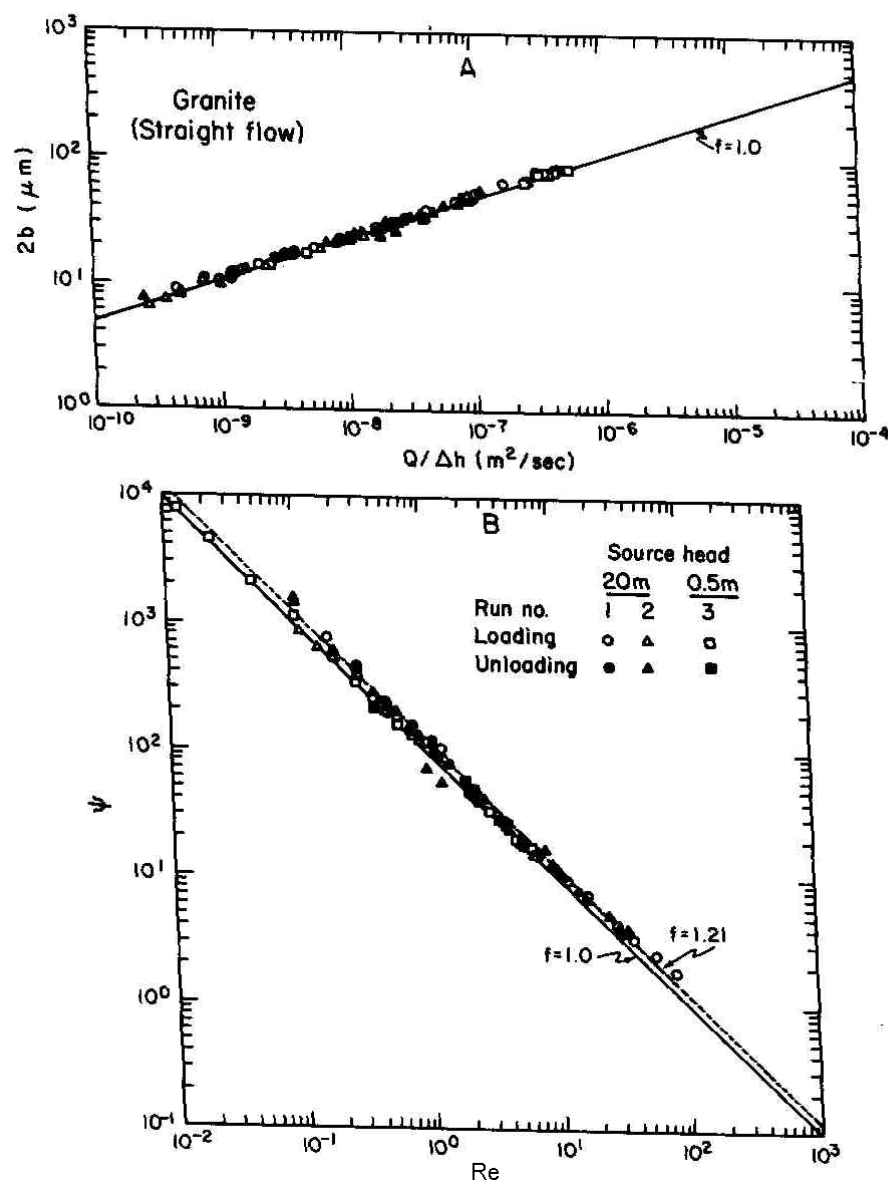


FIG. 2.14 – Comparaison des résultats expérimentaux pour un écoulement parallèle dans une fracture de traction dans le granit, avec modélisation par la loi cubique, d'après Witherspoon et al [112].

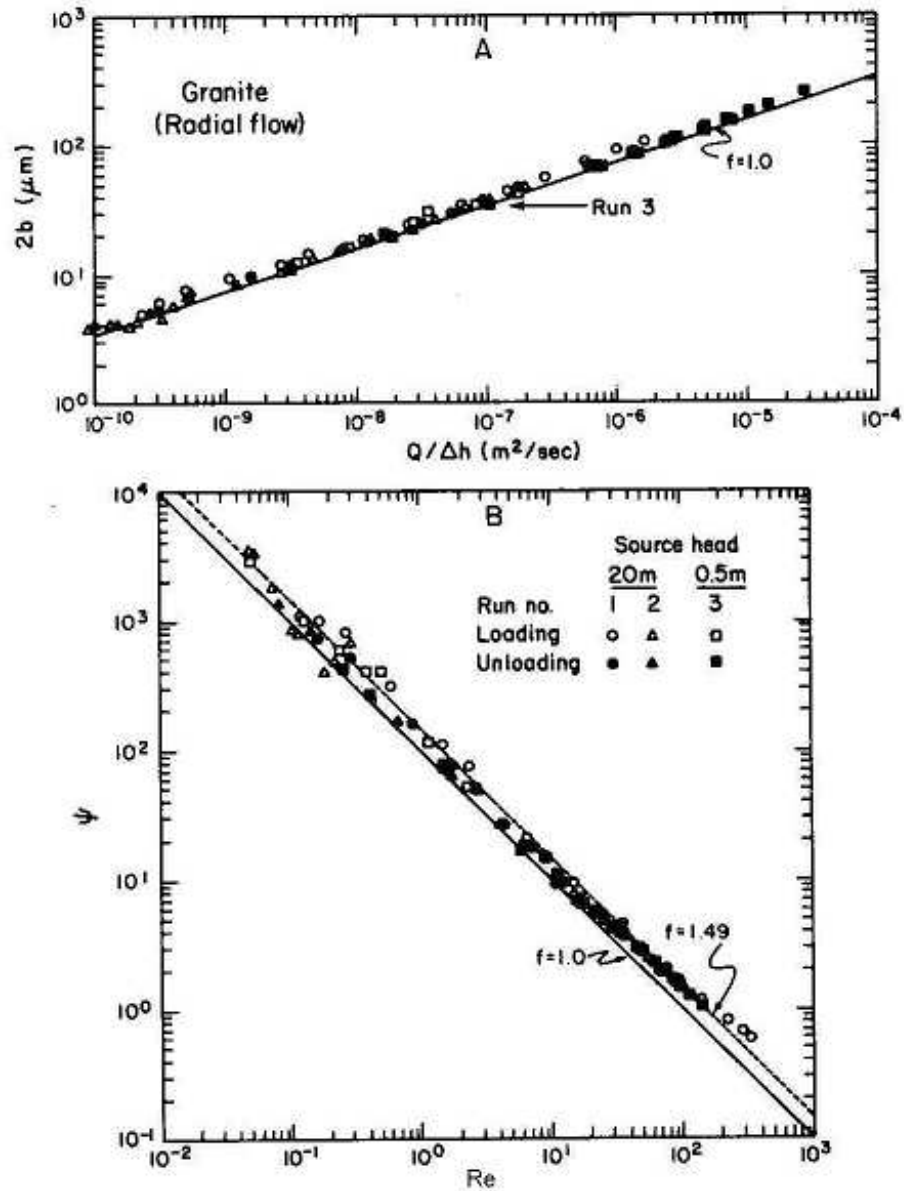


FIG. 2.15 – Comparaison des résultats expérimentaux pour un écoulement radial dans une fracture de traction dans le granit, avec modélisation par la loi cubique, d'après Witherspoon et al [112].

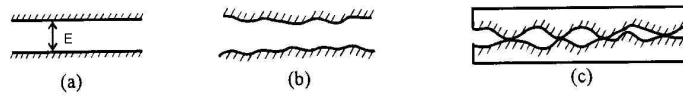


FIG. 2.16 – Etude de l'écoulement hydraulique : Prise en compte des différents types de fractures, (a) Fracture plane lisse ouverte, (b) Fracture rugueuse ouverte, (c) Fracture rugueuse avec contacts ponctuels entre les épontes, d'après Gale [38].

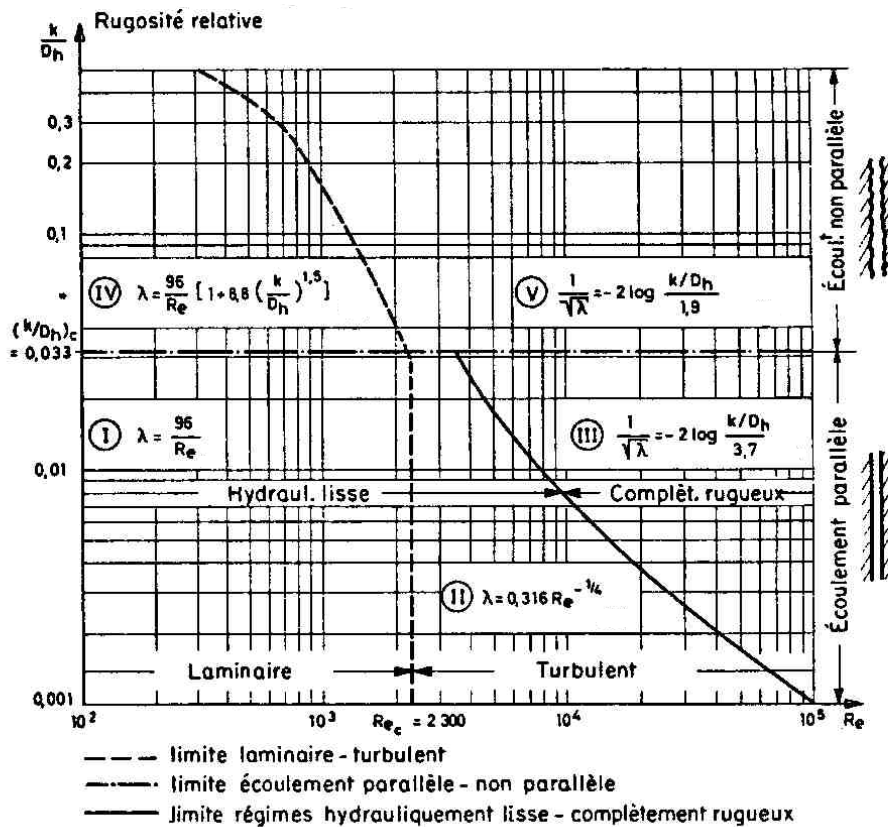


FIG. 2.17 – Domaines de validité des lois d'écoulement dans les fractures, rugosité relative fonction des nombres de Reynolds, d'après Louis [79].

Ces équations, traduisant la relation entre le débit et le cube de l'ouverture hydraulique de la fracture, est appelée communément la loi cubique (la loi cubique locale). Elle représente l'équation de base pour un écoulement laminaire à travers une fracture plane et est développée à partir de l'équation de Navier-Stokes.

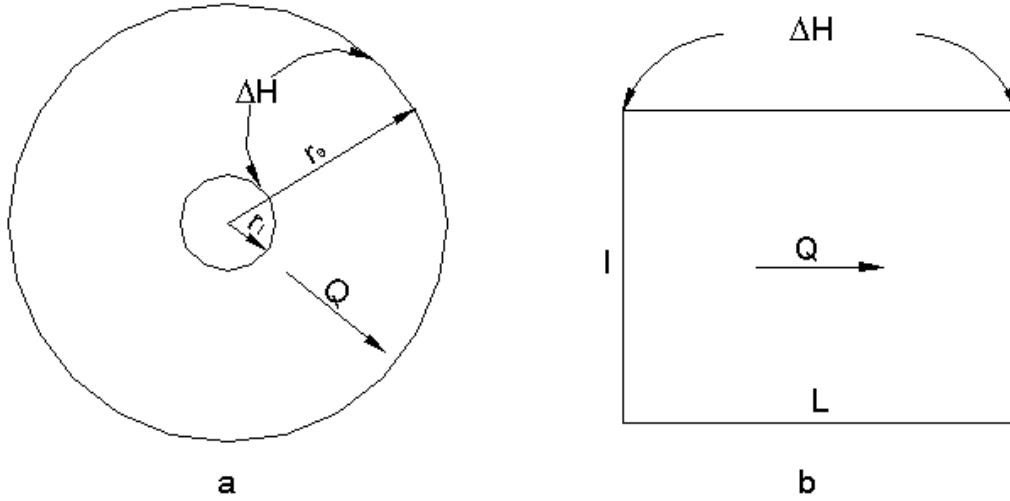


FIG. 2.18 – Présentation schématique de deux types d'écoulement, (a) radial, (b) parallèle

Elle est parfois généralisée selon le nombre de Reynolds ( $Re$ ) et le coefficient de perte de charge  $\lambda$  (Lomize [78]; Romm [95]; Louis, [79]). Si l'on introduit le diamètre hydraulique de la fracture  $D_h = 2e$ , le nombre de Reynolds ( $Re$ ) s'écrit :

$$Re = \frac{\bar{v}D_h}{\nu_w} \quad (2.8)$$

Le gradient hydraulique  $I$  représente la perte de charge due aux frottement,  $dh$ , sur la longueur élémentaire de chemin d'écoulement,  $ds$ .

$$\lambda = \frac{\frac{dh}{ds}}{\left(\frac{v^2}{2g}\right)} D_h = \frac{ID_h}{\left(\frac{v^2}{2g}\right)} D_h \quad (2.9)$$

La loi cubique pour un écoulement laminaire dans une fracture ouverte se réduit alors à la simple relation (figure 2.19) :

$$\lambda = \frac{96}{Re} \quad (2.10)$$

Cette équation est représentée par une ligne droite dans le diagramme  $\lambda-Re$  en axe log-log (figure 2.17).

La transition entre les régimes laminaire et turbulent a lieu pour le nombre de Reynolds critique  $Re_c = 2300$  dans le cas d'un joint à épontes lisses.

Lorsque l'écoulement est turbulent ( $Re \geq 2300$ ), il existe également une relation linéaire en diagramme log-log entre le coefficient de frottement et le nombre de Reynolds, appelée équation de Blasius. Cette équation est également montrée dans le diagramme  $\lambda - Re$  par la droite (figure 2.19).

$$\lambda = 0.316 Re^{-0.25} \quad (2.11)$$

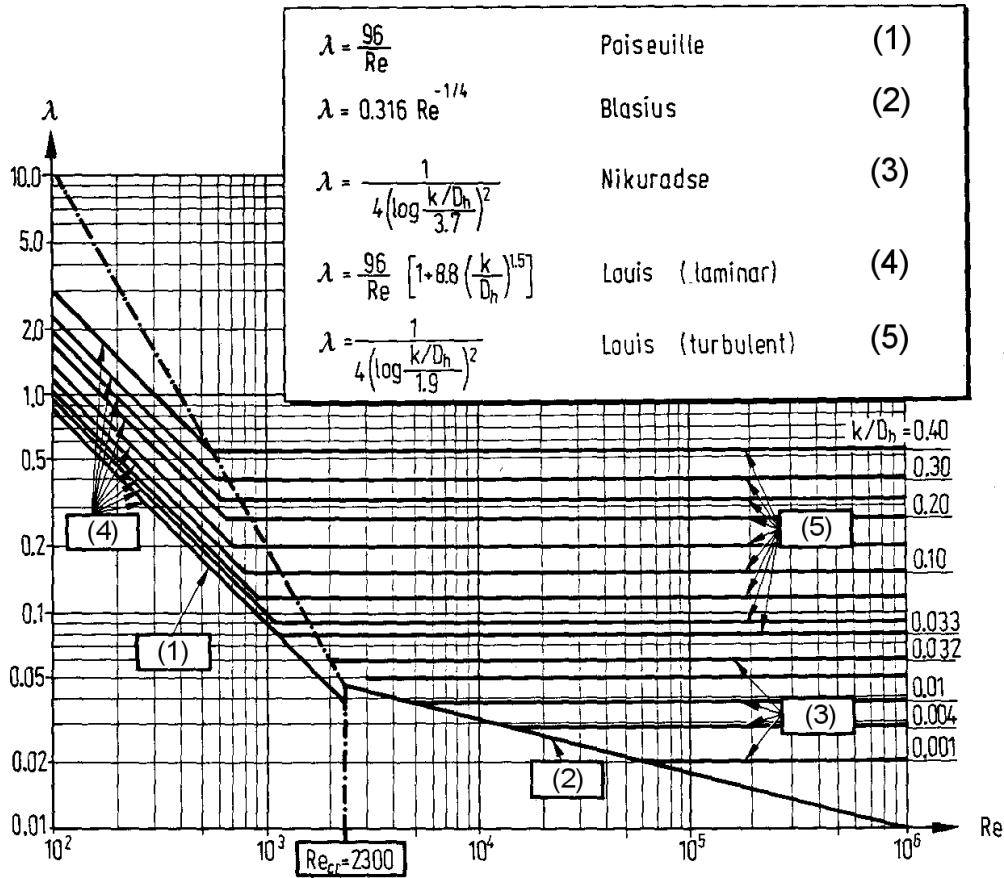


FIG. 2.19 – Courbes des coefficients de frottement  $\lambda$  en fonction du nombre de Reynolds  $Re$  pour des écoulements unidirectionnels laminaires et turbulents à travers une fracture, dans les cas de rugosités relatives faibles ( $\frac{k}{D_h} < 0.032$ ), et importantes ( $\frac{k}{D_h} > 0.032$ ), d'après Wittke [113].

La loi cubique est valide quelle que soit la valeur de  $E$  aussi longtemps que l'écoulement reste laminaire. En effet, Romm [95] a montré la validité de la loi cubique pour des fractures fines ( $10 - 100 \mu m$ ) et super fines ( $0,25 - 4,3 \mu m$ ) construites à partir de verres optiques lisses qui n'étaient pas en contact.

En réalité, les joints rocheux ont peu des parois lisses. La rugosité des joints rocheux est mesurée par le paramètre "rugosité relative". Ce paramètre est déterminé comme le rapport entre la rugosité absolue de joints,  $k$ , au diamètre hydraulique  $D_h$ . Le cas des joints lisses traités jusqu'à présent correspondait à une rugosité relative  $\frac{k}{D_h} = 0$ . La rugosité absolue  $k$  correspond à l'écart type des hauteurs d'aspérités à partie du plan moyen du joint.

Lomize a établi que les lignes de courant restaient approximativement parallèles entre elles pour les rugosités relatives  $\frac{k}{D_h} \leq 0.032$ , Par contre pour des rugosités relatives  $\frac{k}{D_h} \geq 0.032$  les lignes d'écoulement laissent apparaître des remous ou tourbillons.

Donc si on est dans le cas  $\frac{k}{D_h} \leq 0.032$  mais que le nombre de Reynolds augmente (augmentation de la vitesse  $\bar{v}$  ou de  $D_h$  par exemple), l'influence de la couche limite diminue, et nous ne sommes plus dans les conditions "hydrauliquement lisse". Dans ce cas la formule de Blasius doit être remplacée par la formule de Nikuradse.

$$\lambda = \frac{1}{4 \left( \log \left( \frac{\frac{k}{D_h}}{3.7} \right) \right)^2} \quad (2.12)$$

	flow type	Pressure drop coefficient	Unit flow rate
Relative roughness $k/D_h \leq 0.033$ (parallel flow)	laminar	I $\lambda = \frac{96}{Re}$ Poiseuille	$q = \frac{g}{12\nu} e_l^2 J_i$
	turbulent	II $\lambda = 0.316 Re^{-0.25}$ Blasius	$q = \left[ \frac{g}{0.079} \left( \frac{2}{\nu} \right)^{0.25} e_l^2 J_i \right]^{4/7}$
		III $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{k}{3.7 D_h}$ Nikuradse	$q = 4 \sqrt{g} \left( \log \frac{3.7 D_h}{k} \right) e_l^{1.5} \sqrt{J_i}$
Relative roughness $k/D_h > 0.033$ (non-parallel flow)	laminar	IV $\lambda = \frac{96}{Re} \left[ 1 + 8.8 \left( \frac{k}{D_h} \right)^{1.5} \right]$ Louis	$q = - \frac{g e_l^2 J_i}{12\nu \left[ 1 + 8.8 \left( \frac{k}{D_h} \right)^{1.5} \right]}$
	turbulent	V $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{k}{1.9 D_h}$ Louis	$q = 4 \sqrt{g} \left( \log \frac{1.9 D_h}{k} \right) e_l^{1.5} \sqrt{J_i}$

FIG. 2.20 – Perte de charge ( $\lambda$ ) et débit ( $q$ ) d'écoulement en fonction du gradient hydraulique, du nombre de Reynolds ( $Re$ ), de la rugosité relative ( $\frac{k}{D_h}$ ), d'après Louis [79].

Lorsque la rugosité relative  $\frac{k}{D_h}$  est supérieur à 0.032, le perte d'énergie due à la présence de tourbillons vient s'ajouter à celle due au frottement. Selon



Louis [79], le coefficient de frottement dans le cas du régime laminaire, est une fonction du nombre de Reynolds ainsi que de la rugosité relative (figure 2.19) :

$$\lambda = \frac{96}{R_e} \left[ 1 + 8.8 \left( \frac{k}{D_h} \right)^{1.5} \right] \quad (2.13)$$

Louis a également établi l'équation (2.14) du coefficient de frottement pour le cas de l'écoulement turbulent à  $\frac{k}{D_h} \succeq 0.032$ . On trouve la représentation graphique de cette équation dans le diagramme de la figure 2.19.

$$\lambda = \frac{1}{4 \left( \log \left( \frac{1.9}{\frac{k}{D_h}} \right) \right)^2} \quad (2.14)$$

Donc avec les cinq formules énoncées, nous pouvons calculer tous les cas d'écoulement, en considérant l'effet de la rugosité et aussi la vitesse de l'écoulement (figure 2.20).

## 2.4 Comportement hydromécanique couplé des joints rocheux et du contact roche-géomatériaux : observations expérimentales et interprétation

### 2.4.1 Compression et écoulement saturé

Les études concernant le comportement hydromécanique d'un joint rocheux selon le chemin de contrainte ont été nombreuses (Gale [36], Iwai [64], Kranz et al [73], Witherspoon et al [112], Gale [37], Raven et Gale [92], Gentier [42], Benjelloun [16], Adler [1], Meheust et Schmittbuhl [81], Lee et Cho [75], Hans [50]). La figure 2.21 regroupe des résultats d'essais de compression simple (Iwai [64](1976) et Raven et Gale [92]). On observe tout d'abord que, fort logiquement, la transmissivité intrinsèque diminue avec l'augmentation de la contrainte normale. De même que pour l'évolution du déplacement relatif normal, cette diminution est non linéaire. Physiquement, l'augmentation de contrainte normale génère une fermeture de joint, une diminution des vides, et une augmentation de la surface de contact. L'écoulement est donc de plus en plus tortueux et confiné entre deux épontes de plus en plus proche, ce qui induit cette diminution de la conductivité.

Dans ce paragraphe nous présenterons les résultats obtenus par Hans [50] et Lee et Cho [75]. Lee et Cho [75] ont étudié la fermeture d'un joint et ses effets sur le comportement hydraulique sous compression simple jusqu'à 5 MPa. La fermeture du joint a une relation hyperbolique typique entre ouverture mécanique et contrainte normale. En conséquence, le débit diminue à mesure

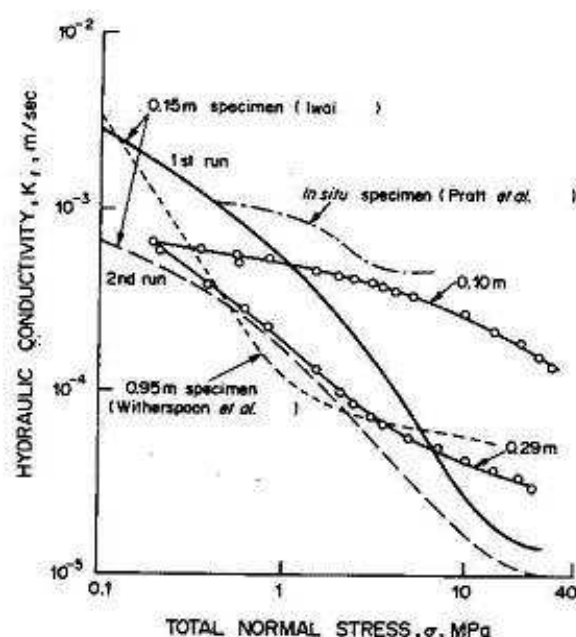


FIG. 2.21 – Résultats expérimentaux : courbes conductivité hydraulique en fonction de la contrainte normale, d'après Raven et Gale [92].

que la contrainte normale appliquée augmente selon Iwai [64]. Selon la loi cubique, la conductivité hydraulique du joint ( $K$ ) est exprimée en fonction de l'ouverture hydraulique ( $e$ ) comme montré à la formule 2.4.

La perméabilité d'une fracture est considérablement influencée par le niveau de contrainte normale appliquée. Gangi [39], Gale [37] et Swan [103] ont proposé quelques modèles de perméabilité en fonction de la contrainte normale (tableau 2.1). Dans cette étude la perméabilité des fractures aux différents niveaux de contrainte normale a été calculée en utilisant les formules 2.4, 2.5 et 2.7, alors les résultats sont tracés sur la figure 2.22. En outre, en obtenant les paramètres pour les modèles hydrauliques par des régressions non-linéaires énumérées dans le tableau 2.1, la perméabilité dépendante à la contrainte normale a été évaluée et superposée aux résultats expérimentaux sur la figure 2.22. La perméabilité de fracture calculée en déterminant l'ouverture hydraulique ( $e$ ) est adaptée aux modèles hydrauliques. Bien que les modèles de Gangi et de Swan aient montré le degré élevé de forme physique, la perméabilité expérimentale est correspondance extrêmement bonne au modèle de Gale. Ceci suggère que des diminutions d'ouverture hydrauliques et perméabilité de la fracture par conséquent proportionnellement avec la puissance négative de la contrainte normale efficace.

Les figures 2.23 et 2.24 (Hans [50]) présentent les résultats d'essai de compression simple, mécanique et hydromécanique sur une réplique. La courbe

Auteur	Modèle
Gangi [39]	$K_j = K_0 \left[ 1 - \left( \frac{\sigma'_n}{D} \right)^{\frac{1}{n}} \right]^2$
Gale [37]	$K_j = \beta (\sigma'_n)^{-a}$
Swan [103]	$K_j = K_0 (C - M \ln(\sigma'_n))^2$
Buzzi [24]	$T = T_0 \ln(-a * \sigma_n)$

TAB. 2.1 – Les Modèles de perméabilité de fracture en fonction de la contrainte normale effective,  $K_j$  est la perméabilité,  $K_0$  est la perméabilité initiale,  $\sigma'_n$  est la contrainte normale effective,  $D$ ,  $n$ ,  $b$ ,  $a$ ,  $C$  et  $M$  sont des constantes.

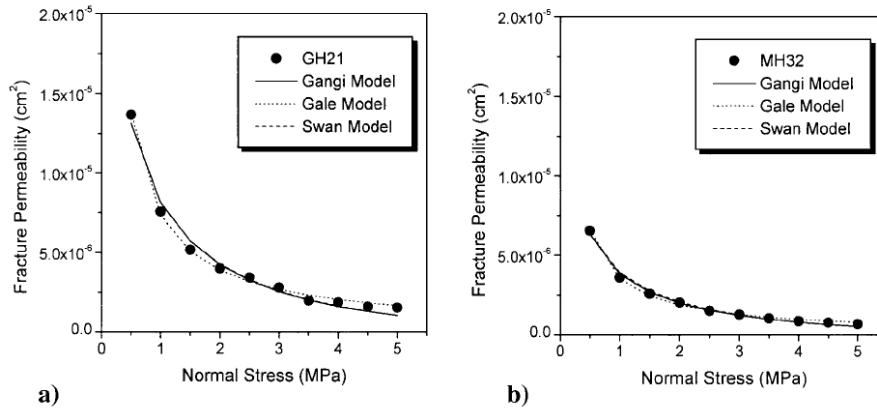


FIG. 2.22 – Comparaison de trois modèles avec les résultats de perméabilité en fonction de la contrainte normale effective, a) fracture de granit, b) fracture de marbre ( $\sigma_n = 5$  MPa, écoulement parallèle), des essais correspondants d'après Lee et Cho [75]

de la figure 2.23 décrit le comportement purement mécanique observé (déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale). Le déplacement relatif normal décroît non linéairement avec l'augmentation de la contrainte normale. Le comportement en décharge est également non linéaire, et on observe un large hystérésis. En effet, une fois revenu à une contrainte normale nulle, on constate un déplacement relatif normal rémanent de plus de 0.3mm. Concernant la transmissivité hydraulique du joint (figure 2.24), on observe tout d'abord que, fort logiquement, la transmissivité intrinsèque diminue avec l'augmentation de la contrainte normale. De même que pour l'évolution du déplacement relatif normal cette diminution est non linéaire. Physiquement, l'augmentation de contrainte normale génère une fermeture de joint, une diminution

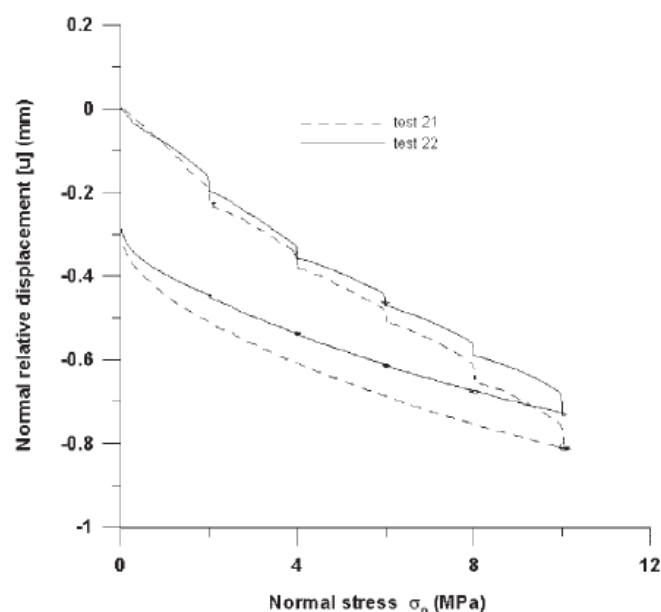


FIG. 2.23 – Essai purement mécanique, déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale sur des répliques de type 2 de granite naturel ( $JCS = 23$  MPa,  $JRC = 6.8$ ), d'après Hans [50].

des vides, et une augmentation de la surface de contact. L'écoulement est donc de plus en plus tortueux et confiné entre deux épontes de plus en plus proche, ce qui induit cette diminution de conductivité. Si l'on examine la phase de décharge, on observe que la conductivité après un cycle charge-décharge est bien plus faible que la conductivité initiale.

On remarque une diminution du déplacement relatif normal et de la transmissivité lors de chaque étape "d'excursion hydraulique" (grande augmentation de pression d'entres) dans le joint. On peut dire que l'augmentation du débit et de la pression de l'écoulement dans le joint provoquent un relâchement au niveau des zones de contact qui permettent au joint de contracter légèrement. De plus l'augmentation de débit traversant le joint peut provoquer le passage en

régime turbulent, ce qui impose une baisse de la transmissivité. Les essais des figures 2.23 et 2.24 ayant été doublé, il est possible d'évaluer la reproductibilité des essais hydromécaniques. Les courbes de ces figures montrent la reproductibilité de l'histoire mécanique et aussi une reproductibilité de la transmissivité hydraulique bien moins bonne que l'histoire mécanique, compte tenu de la complexité des facteurs entrant en jeu (dégradation des aspérités, obstruction des canaux par le matériau broyé (gouge material), connexion des vides). La figure 2.25 présente le résultat de l'essai de compression pure en échelle linéaire-linéaire de transmissivité intrinsèque en fonction du déplacement relatif normal. Cette représentation permet de confirmer la relation exponentielle entre la transmissivité intrinsèque  $T$  (équation 3.65) et le déplacement relatif normal  $[u]$  en charge et en décharge.

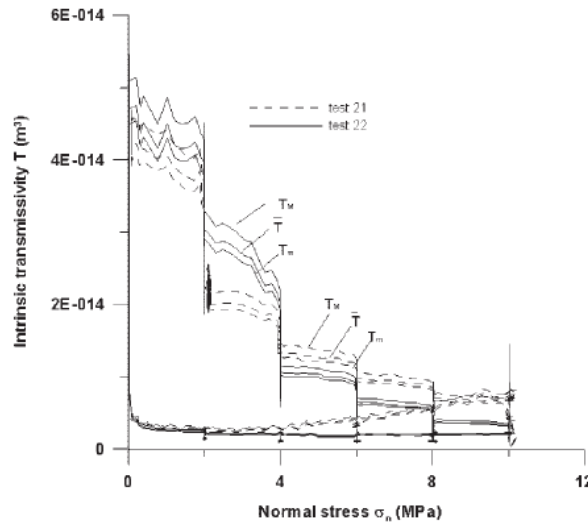


FIG. 2.24 – Essai hydromécanique de compression simple sur des répliques de type 2 de granite naturel ( $JCS = 23 \text{ MPa}$ ,  $JRC = 6.8$ , écoulement radial). Transmissivité intrinsèque  $T$  en fonction de la contrainte normale  $\sigma_n$ , d'après Hans [50].

## 2.4.2 Cisaillement et écoulement saturé

La littérature a longtemps été pauvre en résultats d'essais de cisaillement hydromécanique, mais ces dernières années de nombreux auteurs ont apporté leur contribution à cette étude. Citons en premier lieu les travaux de Maini [80] qui a réalisé des essais in-situ sur un joint dans l'ardoise, cisailé sous son propre poids. Ces essais avaient montré que la conductivité avait doublé pour un cisaillement de 6mm. Un peu plus tard, Sharp et Brawner [99] mettent en évidence le fait que c'est la dilatance accompagnant le cisaillement qui

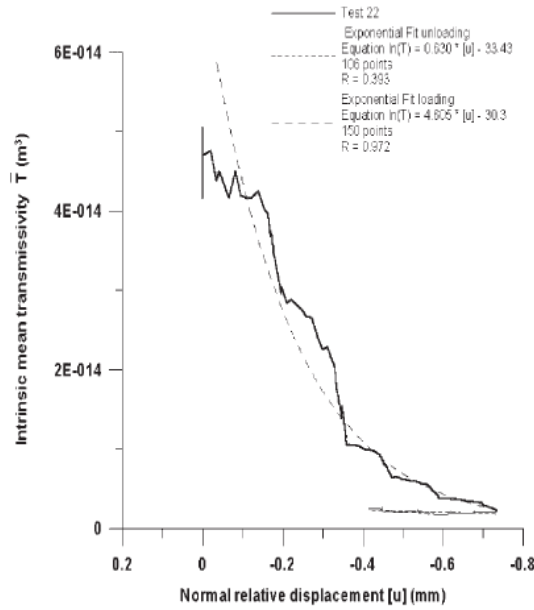


FIG. 2.25 – Essai hydromécanique de compression simple sur des répliques de type 2 de granite naturel ( $JCS = 23$  MPa,  $JRC = 6.8$ , écoulement radial). Transmissivité intrinsèque  $T$  en fonction de la contrainte normale  $\sigma_n$ , d'après Hans [50].

agit sur la conductivité. La même année au même symposium de Stuttgart, Barton montre l'importance de la corrélation avec la dilatance dans des analyses de couplage hydromécanique. En 1998, Yeo et al [114] étudient également l'influence du cisaillement sur la perméabilité des fractures, et notamment l'influence du cisaillement sur l'anisotropie de l'écoulement.

L'essai de cisaillement CNC présenté sur la figure 2.26 a été réalisé par Mitani et al [82]. La figure détaille les courbes représentant la contrainte normale et la contrainte de cisaillement, le déplacement relatif normal, et la conductivité hydraulique en fonction du déplacement relatif tangentiel. On observe encore la très forte corrélation entre la courbe du déplacement relatif normal et celle de la conductivité hydraulique.

Si l'on s'intéresse à présent à l'évolution de la conductivité hydraulique (ou plutôt, dans le cas de la figure 2.27 à la transmissivité, au cours d'un essai de cisaillement à rigidité normale imposée KNC, on s'aperçoit (figure 2.27) que l'allure de la courbe transmissivité en fonction du déplacement relatif tangentiel est similaire à celle observée sur essai CNC. Six essais ont été réalisés sous deux contraintes normales initiales 2 et 4 MPa, et trois rigidités normales différentes (0 (CNC), 37 kN/mm et 75 kN/mm). Cela constitue donc 2 essais de cisaillement CNC et 4 essais KNC. On observe que la transmissivité est fonction de la contrainte normale appliquée, et qu'elle diminue lorsque cette dernière augmente. De même, la transmissivité diminue avec l'augmentation de la rigi-

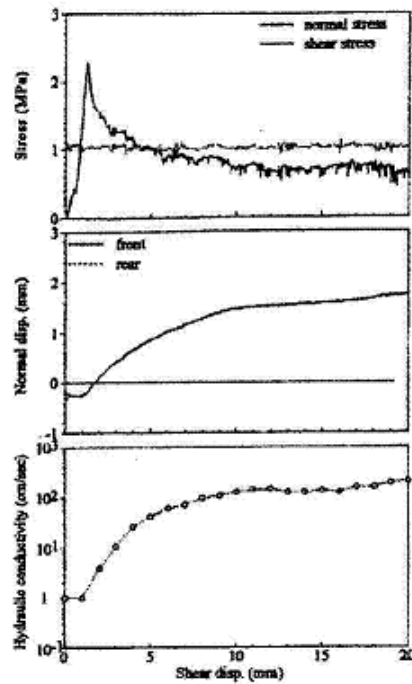


FIG. 2.26 – Résultats d'un essai de cisaillement CNC. Contrainte normale, contrainte de cisaillement, déplacement relatif normal et conductivité hydraulique en fonction du déplacement relatif tangentiel, d'après Mitani [82].

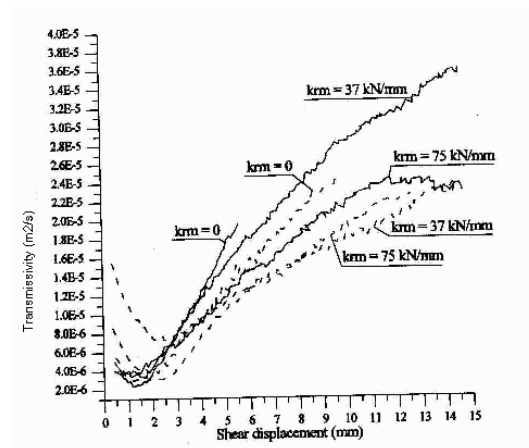


FIG. 2.27 – Essais de cisaillement réalisé sous deux contraintes normales initiales 2 MPa en trait continu et 4 MPa en trait discontinu, et selon trois rigidités normales différentes (0 kN/mm(CNC), 37 kN/mm et 75 kN/mm), Courbes transmissivité en fonction de déplacement relatif tangentiel, d'après Olsson [85].

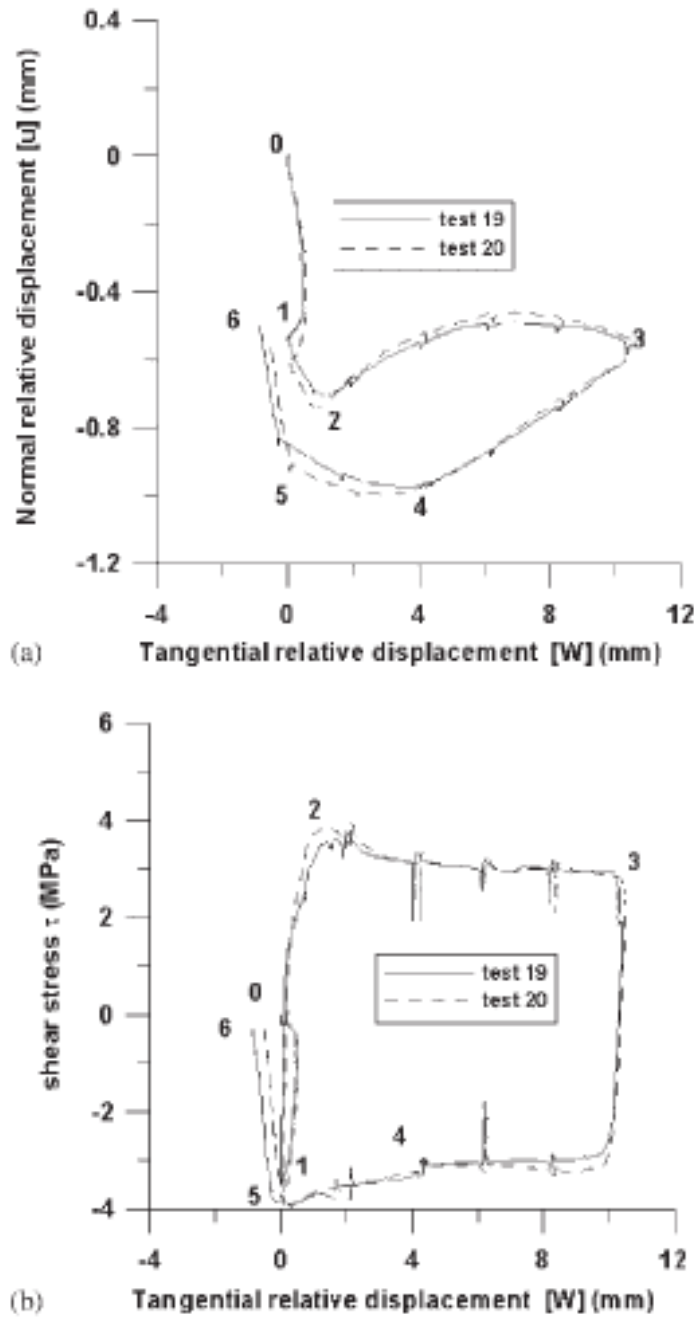


FIG. 2.28 – Essai mécanique de cisaillement à contrainte normale constante (4 MPa) sur deux répliques de même type 2 de granite naturel (JCS = 23 MPa, JRC = 6.8, écoulement radial), (a) déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, d'après Hans [50]).



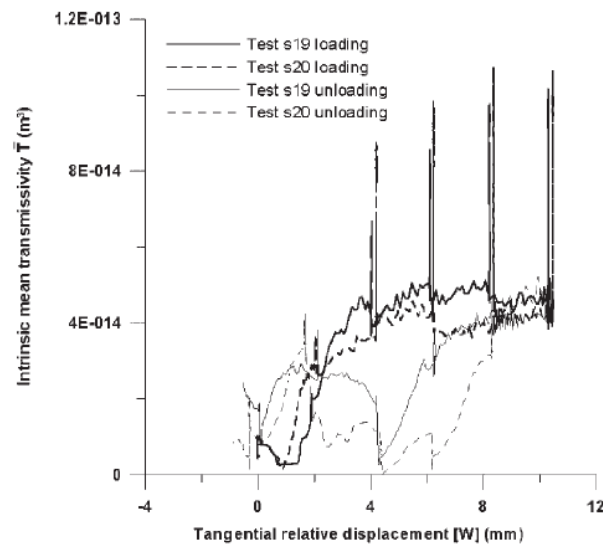


FIG. 2.29 – Essai hydromécanique de cisaillement à contrainte normale constante (4 MPa) sur deux répliques de même type 2 de granite naturel (JCS = 23 MPa, JRC = 6.8, écoulement radial), transmissivité intrinsèque  $T$  en fonction du déplacement relatif tangential, d'après Hans [50]).

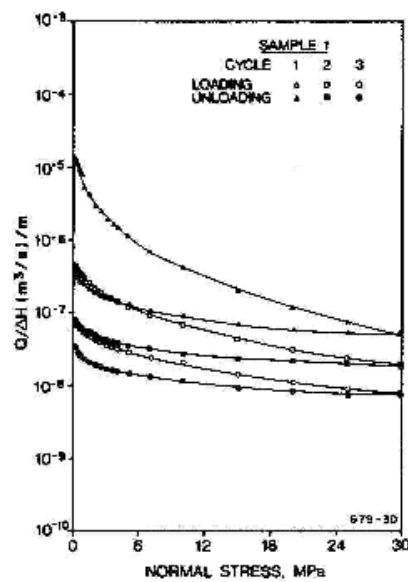


FIG. 2.30 – Comportement sous cycles de Compression simple; conductivité hydraulique en fonction de la contrainte normale, d'après Raven et Gale [92].

dité normale imposée. La variation de transmissivité au cours des essais CNC semble être une fonction quasi linéaire du déplacement relatif tangentiel, alors que pour les essais KNC, elle est non linéaire. De plus, pour des déplacements relatifs tangentiels importants, la transmissivité est plus faible pour les essais KNC.

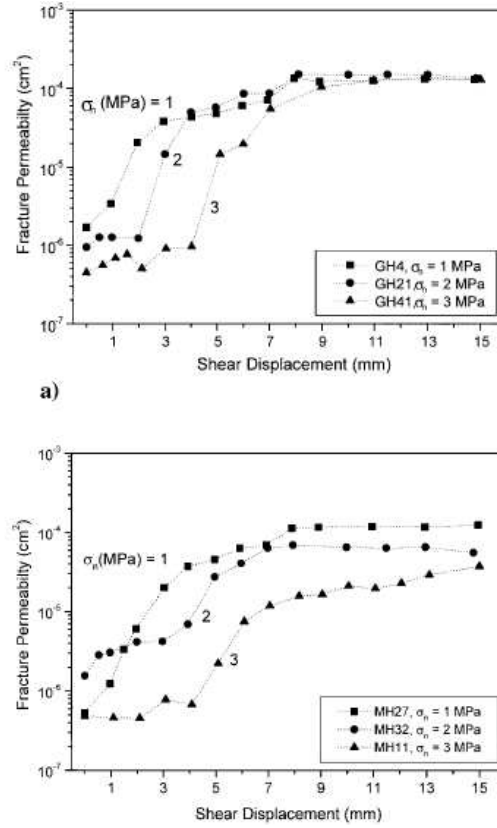


FIG. 2.31 – Perméabilité de fracture en fonction du déplacement tangentiel selon trois contraintes normales différentes, a) fracture de granit, b) fracture de marbre ( $\sigma_n = 5$  MPa, écoulement parallèle), d'après Lee et Cho [75].

Hans [50] a aussi étudié le comportement mécanique de joints réplique de fractures naturelles (granite du Tara) en cisaillement direct à contrainte normale constante, ce qui est assez bien connu (Barton [9], Bandis et al [5]). Ce résultat classique est montré à la figure 2.28. Le contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) augmente avec le déplacement relatif tangentiel  $[w]$  jusqu'à une valeur maximale ( $\tau_{pic}$ ), puis diminue jusqu'à une valeur résiduelle constante. Le déplacement relatif normal  $[u]$  est d'abord légèrement contracter puis dilater. A l'inversion du sens de cisaillement, le signe de la contrainte de cisaillement est changé, et le déplacement relatif normal diminue encore (contraction).

Au sujet de l'évolution de la transmissivité  $T$  en fonction du déplacement relatif tangentiel, on observe les résultats typiques de la figure 2.29 pour deux

reproductions du même modèle original. La transmissivité connaît d'abord une diminution, et ensuite augmente jusqu'à une valeur "résiduelle" constante.

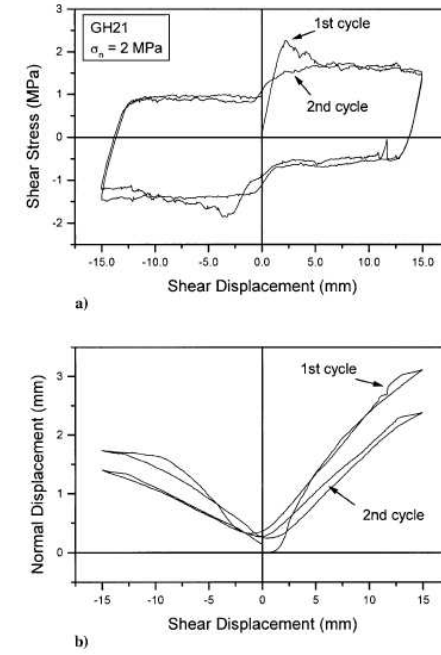


FIG. 2.32 – Comportement mécanique cyclique de cisaillement direct en contrainte normale constante (fracture de granit,  $\sigma_n = 5$  MPa), d'après Lee et Cho [75].

### 2.4.3 Sollicitation quelconque et écoulement saturé, facteurs influents

Si on étudie le comportement en charge-décharge, on observe que la conductivité, après un cycle charge-décharge, est plus faible que la conductivité initiale, comme le montrent les essais réalisés par Raven et Gale [92] (Figure 2.30). Ce comportement met en évidence une irréversibilité du déplacement relatif normal. On observe donc un phénomène d'hystérésis qui s'atténue avec le nombre de cycles.

On constate également que la conductivité hydraulique diminue avec le nombre de cycles. Toutefois la variation de conductivité avant et après chargement est de plus en plus faible.

De manière qualitative, on retrouve des caractéristiques rappelant le comportement en déplacement relatif normal  $[u]$  sous contrainte normale  $\sigma_n$ . De plus, il est à noter que quelques études (Kranz et al [73], Frank [35]) ont montré que pour des contraintes normales supérieures à 100 MPa, ce qui correspond

à une fermeture mécanique totale de l'échantillon, le joint présente une perméabilité supérieure à celle de la matrice rocheuse environnante. Ces résultats mettent en évidence le fait que pour une ouverture nulle ( $E = 0$ ), on a une ouverture hydraulique résiduelle non nulle ( $e_r \neq 0$ ).

Lee et Cho [75] ont étudié le comportement hydromécanique couplé des fractures de granit et de marbre, sous trois niveaux de contrainte normale. Des changements par étape de perméabilité en fonction du déplacements relatif tangentiel sont visibles sur la figure 2.31. Hors le cas de contrainte normale relativement faible (1 MPa), les perméabilités de fracture changent seulement légèrement pendant l'étape initiale de cisaillement. Mais, pendant que la dilatation se produit près du pic de contrainte de cisaillement, la perméabilité augmente considérablement. A contrainte normale plus élevée, l'augmentation de perméabilité a lieu seulement avec un grand déplacement relatif tangentiel. C'était principalement dû à la dilatation réduite sous contrainte normale plus élevée.

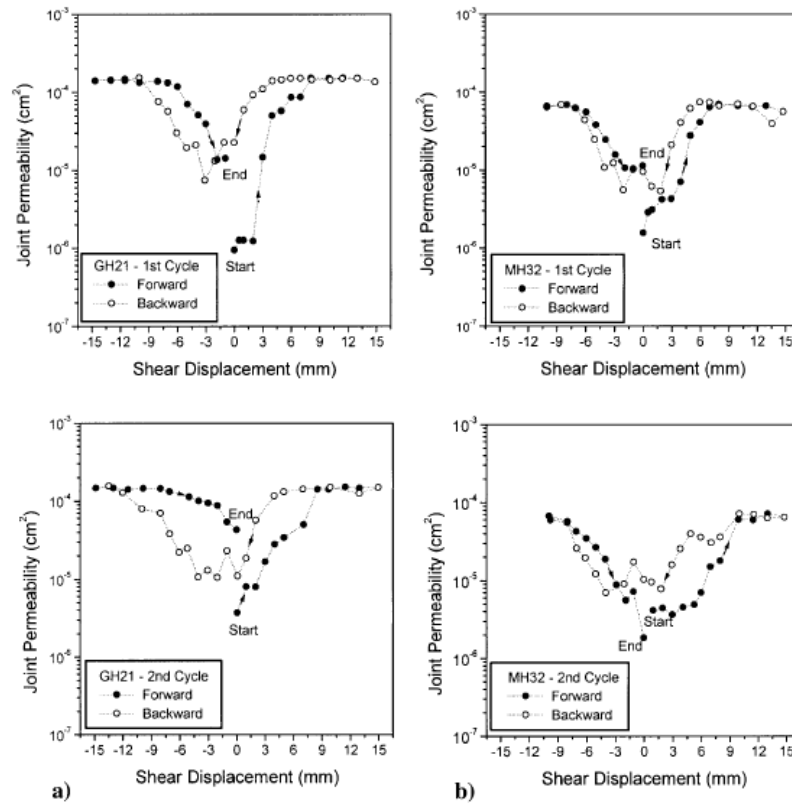


FIG. 2.33 – Comportement hydromécanique cyclique de cisaillement direct sous contrainte normale constante, perméabilité de fracture en fonction du déplacement relatif tangentiel, a) fracture de granit, b) fracture de marbre ( $\sigma_n = 5$  MPa, écoulement parallèle), d'après Lee et Cho [75].

Les comportements hydromécaniques de la fracture de granit et de marbre sous chargement cyclique de cisaillement ont été également étudiés par Lee et Cho [75]. Des comportements mécaniques représentatifs pour les deux premiers cycles du chargement un cisaillement sont montrés sur la figure 2.32. La courbe de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel montre une résistance au cisaillement maximale typique dans les premiers cycles de chargement tangentiel. En conséquence, la dilatation est davantage prononcée lors du premier cycle de chargement tangentiel (figure 2.32b). Des variations de perméabilité de fracture en relation avec le déplacement tangentiel ont été calculées pour les deux cycles de chargement tangentiel, et sont montrées sur la figure 2.33. Dans le premier cycle de cisaillement, le chargement un déplacement relatif tangentiel de sens initial et la dilatation qui en a résulté a augmenté de manière significative la perméabilité des fractures de granit et de marbre.

La perméabilité des fractures a été réduite pendant que le déplacement en sens opposé au sens initial de cisaillement ramenait la fracture en position originale. Cependant, en raison des dilatations irréversibles représentées sur la figure 2.32b, la perméabilité n'est pas revenue à sa valeur initiale à déplacement relatif tangentiel nul. L'augmentation de la perméabilité était à ce stade de plus d'un ordre de grandeur pour le granit par rapport au marbre. La perméabilité encore augmente avec d'autres phases de déplacement relatif tangentiel en sens inverse de sens initial. Les déplacements relatifs dans le sens de cisaillement initial ont pour effet de diminuer encore la perméabilité du joint. Ainsi, à l'instant du déplacement de cisaillement nul, la perméabilité de la fracture est revenue à la valeur identique à celle obtenue pendant le déplacement au sens initial du cisaillement. Les comportements hydrauliques des fractures de granit et de marbre pour le deuxième cycle de chargement tangentiel étaient plus compliqués que pour le premier cycle. Quelques fluctuations dans la perméabilité ont été observées, probablement dues aux effets combinés de la dégradation d'aspérités et de la production du matériel de gouge.

Les facteurs qui influencent prioritairement le comportement hydromécanique des joints rocheux sont :

- La présence ou non de matériau de remplissage
- L'effet d'échelle
- L'anisotropie
- Le couplage hydromécanique
- La Rugosité

#### 2.4.4 Cas non saturé (écoulement liquide + gaz)

Les publications relatives aux écoulements non saturés dans les joints rocheux ne sont pas nombreuses ! On devrait d'ailleurs plutôt parler d'écoulements biphasiques. On notera toutefois la contribution de Indraratna et al [58]

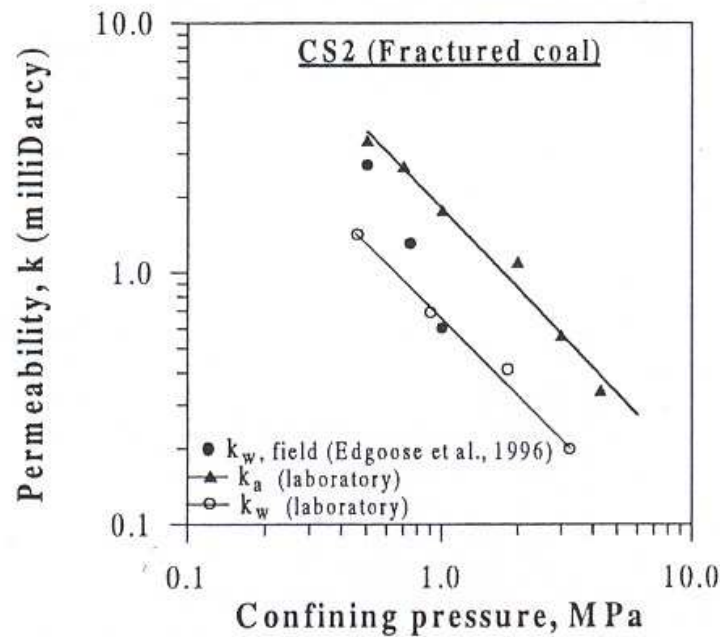


FIG. 2.34 – Perméabilités comparées à l'air (haut) et à l'eau (bas) d'une houille fracturée, d'après Indraratna et al [58].

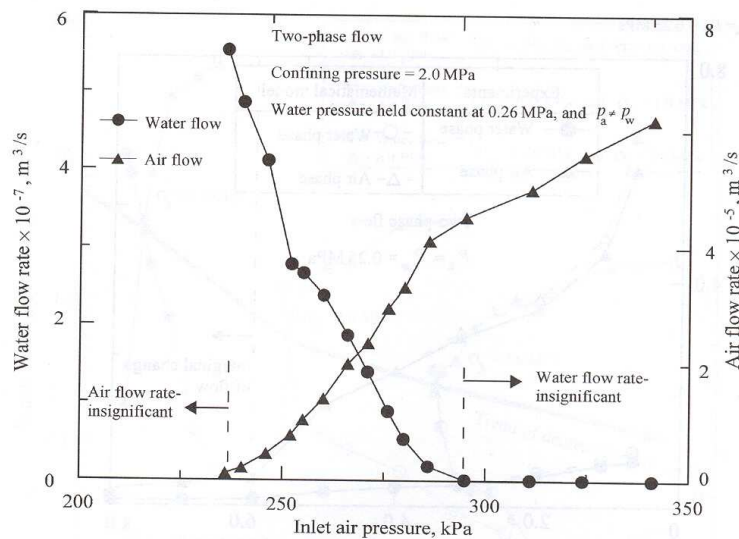


FIG. 2.35 – Ecoulement biphasique dans une fracture granitique sous pression de confinement fixe (2 MPa). Pression partielle d'eau fixe (0.26 MPa), et pression partielle d'air variable de 200 à 350 kPa. Comparaison des perméabilités à l'air et à l'eau, d'après Indraratna et al [58].

et [61] en 1998, qui ont présenté des essais de perméabilité séparément à l'air et à l'eau, sur fractures dans la houille, et qui recommandent de se référer (pour l'air) à la norme ASTM D 4525-90 pour la perméabilité à l'air. Il s'agit d'écoulements permanents à pression de confinement variable. L'effet de la pression de confinement est souligné, ainsi que la présence d'un seuil de charge au-dessus duquel la perméabilité croît très rapidement.

Indraratna et al [60] ont publié plus tard en 2001 un ouvrage bien documenté sur la question avec un chapitre (4) sur les écoulements non saturé dans les fractures. Un des résultats expérimentaux les plus intéressants, est représenté figure 2.35, où il est question d'un vrai écoulement biphasique (eau plus bulles), dans une fracture granitique, sous une pression de confinement fixe de 3 MPa. Indraratna et al [60] en proposent une modélisation numérique, reprise dans Indraratna et al [59].

Les études purement numériques, de modélisation de ces phénomènes d'écoulements biphasiques ou non saturés ne sont pas rares, mais toujours appliquées à un continuum et non à des fractures (Alonso et al [2], Pietruszczak et al [88], Korsawe et al [72]), en faisant appel à la méthode des éléments finis. Seul Indraratna et al [60] et [59] semblent vraiment viser le traitement des fractures, en recommandant les modèles à double porosité et la méthode des éléments discrets.

## 2.5 Conclusions

De nombreux auteurs ont étudié la caractérisation du joint rocheux et de son comportement. Nous avons vu que cela nécessite de quantifier et d'étudier de nombreux paramètres, les phénomènes mécaniques et hydrauliques régissant le comportement hydromécanique d'un joint rocheux étant très complexe.

D'abord nous avons présenté les différentes séries d'étude expérimentale mécanique sur différents chemins de sollicitation comme compression simple et les essais de cisaillement en différentes conditions limite.

Ensuite, nous avons étudié le comportement hydraulique et hydromécanique sur joints rocheux, en compression simple et en cisaillement.

Enfin nous avons brièvement évoqué le comportement de joints rocheux dans le cas non saturé.

## CHAPITRE 3

---

### Données bibliographiques sur la modélisation constitutive du comportement mécanique et hydromécanique des joints rocheux

---

Les essais de cisaillement direct mécanique ou hydromécanique en laboratoire ont pour but de simuler le comportement mécanique ou hydromécanique en cisaillement des discontinuités dans les massifs rocheux fracturés. Dans la première partie de ce chapitre nous allons étudier la modélisation constitutive du comportement mécanique des joints rocheux et du contact roche-géomatériaux. Ensuite nous examinerons la modélisation des écoulements dans les joints rocheux et dans le contact roche-géomatériaux d'un point de vue purement hydraulique. En fin de ce chapitre nous allons étudier la modélisation constitutive du comportement hydromécanique couplé des joints rocheux et du contact roche-géomatériaux, ce qui constituera la loi constitutive hydromécanique des joints rocheux à proprement parler.

#### **3.1 Modélisation du comportement mécanique des joints rocheux et du contact roche-géomatériaux (lois constitutives purement mécaniques)**

Dans la littérature, la stabilité des massifs rocheux fracturés est généralement étudiée par des approches de type milieu continu (a) lorsque le massif n'est pas fracturé, (b) ou au contraire lorsqu'il est extrêmement fracturé après homogénéisation (c) par l'analyse de l'équilibre des systèmes des forces mises en jeu dans les milieux discontinus au nombre desquelles on compte notamment



les méthodes d'éléments finis et d'éléments distincts.

Dans ce premier paragraphe nous présentons l'essentiel des modèles mécaniques permettant la modélisation constitutive des joints rocheux en compression simple ou en cisaillement.

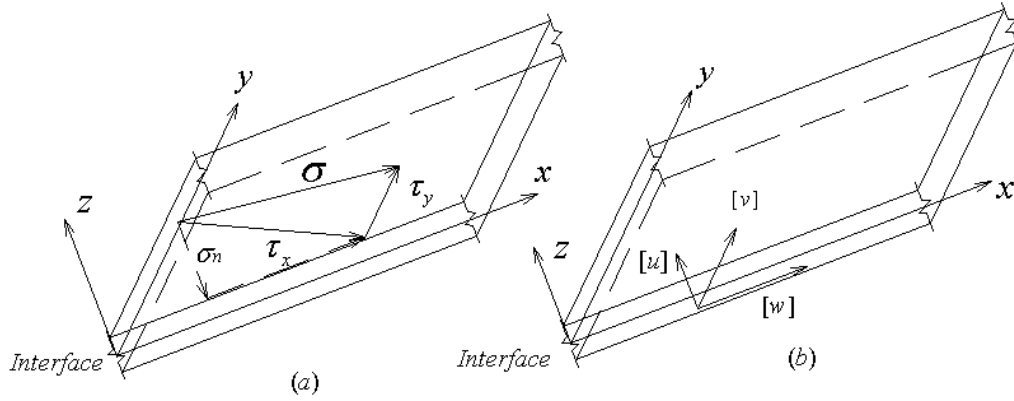


FIG. 3.1 – Idéalisations d'une interface en cas 3D, (a) la traction appliquée, (b) le déplacement.

### 3.1.1 Les variables 2-D et 3-D, la matrice constitutive mécanique

L'étude de l'interface en tant que solide tridimensionnel étant pratiquement impossible par la mécanique des milieux continus, on choisit de caractériser son comportement à l'aide des variables relatives à ses frontières (figure 3.1). Les variables d'interface dans le cas 3D sont le vecteur contrainte  $\underline{\sigma}$  agissant sur l'interface, et le vecteur déplacement relatif  $[\underline{u}]$  contre les deux frontières de l'interface soit  $(z, x, y)$  le repère de référence de l'interface, avec  $z$ , normale à l'interface, et  $x, y$  dans son plan. Ces vecteurs ont chacun trois composantes

qui sont :  $\underline{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_n \\ \tau_x \\ \tau_y \end{pmatrix}$ ,  $[\underline{u}] = \begin{pmatrix} [u] \\ [w] \\ [v] \end{pmatrix}$  avec dans cet ordre, la composante

normale et les deux composantes tangentielles (figure 3.1). Les conventions de signe sont celles de l'élasticité pour les contraintes (compression  $< 0$ ), et pour les déplacements relatifs (contraction  $< 0$ , dilatation  $> 0$ ).

Dans le cas 2-D (figure 3.2) les vecteurs contrainte agissant sur l'interface, et déplacement relatif de l'éponte supérieure de l'interface par rapport à l'éponte inférieure ont seulement deux composants qui sont  $\underline{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_n \\ \tau \end{pmatrix}$ ,  $[\underline{u}] = \begin{pmatrix} [u] \\ [w] \end{pmatrix}$ .

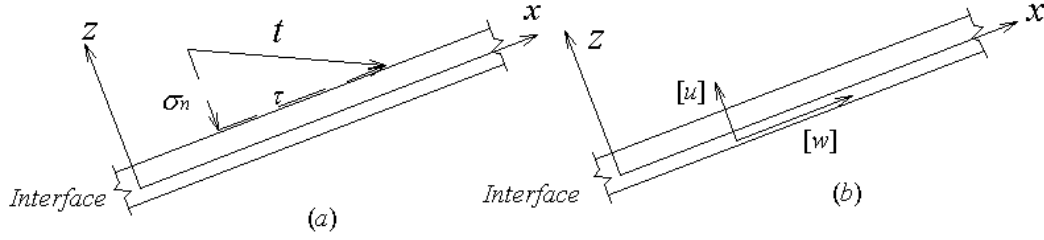


FIG. 3.2 – Idéalisations d'une interface en cas 2D, (a) la traction appliquée, (b) le déplacement.

Nous cherchons la réponse incrémentale  $d\sigma$  de l'interface supposée non visqueuse à la sollicitation incrémentale  $d[u]$  (entre  $d\sigma$  interpolation à partir des réponses incrémentales sur un certain nombre de chemins élémentaires de base (d'identification)). Pour que l'opération ait un sens, il convient de normer les chemins de base et les réponses correspondantes ou, ce qui revient au même, de dire que la loi est homogène de degré 1 en incrément de contrainte.

L'écriture de base de la loi incrémentale d'interface est alors du type :

$$d\sigma = \underline{\underline{d}}.d[u] \quad (3.1)$$

Mais peut aussi être considérée comme loi tangente :

$$\dot{\sigma} = \underline{\underline{d}}.[\dot{u}]$$

avec

$$\dot{x} = \frac{dx}{dt} \quad (t = \text{temps})$$

Dans cet formule  $\underline{\underline{d}}$  est le tenseur (matrice) de comportement effectif (intergranulaire). Selon cette définition, la classification des lois de comportement de volume non-visqueuses proposé par Darve [28] s'applique aussi aux loi d'interface. La notion de zone tensorielle, définie par Darve [27], est utilisée pour la classification des modèles. Dans une zone tensorielle donnée, la relation entre l'incrément de contrainte  $d\sigma$  et l'incrément de déplacement relatif  $d[u]$  est linéaire et peut s'exprimer à l'aide d'un tenseur  $\underline{\underline{d}}$  unique qui est le tenseur (matrice) rhéologique fonction des paramètres d'état et de la sollicitation incrémentale. Le tableau 3.1 regroupe les grandes lignes de la classification des lois de comportement d'interface non-visqueuses.

Nombre de zones tensorielle	Représentation des tenseurs constitutifs	Classes de lois
1	$\underline{\underline{d}}$	. Elasticité . Hyper-élasticité . Hypo-élasticité au sens strict
2	$\underline{\underline{d}}^e$ et $\underline{\underline{d}}^{ep}$	. Elasto-plasticité à simple potentiel
	$\underline{\underline{d}}^+$ et $\underline{\underline{d}}^-$	. Hypo-élasticité à critère de charge-décharge
4	$\underline{\underline{d}}^e, \underline{\underline{d}}^{p_1}, \underline{\underline{d}}^{p_2}$ et $\underline{\underline{d}}^{p_1 p_2}$	. Elasto-plasticité à double potentiel
	$\underline{\underline{d}}^{++}, \underline{\underline{d}}^{+-}, \underline{\underline{d}}^{--}$ et $\underline{\underline{d}}^{--++}$	. Hypo-élasticité à double critère de charge-décharge
8	$\underline{\underline{d}}^e, \underline{\underline{d}}^{p_1}, \underline{\underline{d}}^{p_2}, \underline{\underline{d}}^{p_2}$ $\underline{\underline{d}}^{p_1 p_2}, \underline{\underline{d}}^{p_2 p_3}, \underline{\underline{d}}^{p_3 p_1}, \underline{\underline{d}}^{p_1 p_2 p_3}$	. Elasto-plasticité à triple potentiel
Infini	$\underline{\underline{d}}^{inl}$	. Lois endochroniques . Lois incrémentalement non-linéaires

TAB. 3.1 – Les grandes classes de lois de comportement non-visqueuses, d’après Darve [27].

### 3.1.2 Elasticité linéaire

La matrice  $\underline{\underline{d}}$  ne dépend pas de l’état du joint, ni de la sollicitation. En 2 dimension, elle s’écrit :

$$\underline{\underline{d}} = \begin{bmatrix} k_{nn} = Cte & k_{ns} = 0 \\ k_{sn} = 0 & k_{ss} = Cte \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

où  $k_{nn}$  et  $k_{ss}$  représentent respectivement les rigidités constitutives normale et tangentielle d’interface, tandis que les rigidités couplées (termes hors diagonale) sont nulles. La rigidité normale est généralement très supérieure à la rigidité tangentielle. Dans ces conditions, aucune dilatance ou contractance (déplacement relatif normal dû à un cisaillement) du joint ne peut se manifester, si bien que les chemins à contrainte normale constant et à volume constant sont confondus. De plus la charge et la décharge sont également confondues.

### 3.1.3 Elasticité non linéaire

Une première voie consiste à supposer un comportement élastique non linéaire (Desai [29]) dans lequel le phénomène de dilatance n’est pas pris en compte.

### 3.1.4 Hypo-élasticité

Ce sont des lois à deux zones tensorielles (Darve [28]) correspondant respectivement à une zone de charge et à une zone de décharge. Ces lois ont un critère de charge-décharge unique qui définit la forme de la relation de comportement.

Il se réfère à une forme incrémentale de loi élastique non linéaire usuellement adoptée quand l'incrément de contrainte est une fonction à la fois de l'état de contrainte et de l'incrément de déformation. La différence fondamentale avec une loi élastoplastique est le caractère réversible. La forme incrémentale d'une loi élastique non-linéaire est :

$$d\sigma = f(\sigma, d\epsilon) \quad , \text{ soit } \quad d\sigma = \underline{\underline{d_t}}(\sigma)d\epsilon$$

$\underline{\underline{d_t}}$  étant une matrice tangente au temps  $t$ . En théorie des milieux continus volumique 3-D, une loi hypo-élastique ne nécessite pas que les directions principales de contraintes et de déformations coïncident. Dans la classe de ces modèles, on a, par exemple, la loi de Duncan dite hyperbolique. Le terme hyperbolique provient de l'équation adoptée pour l'interpolation des résultats d'essais tri-axiaux et non de la nature des équations gouvernant le problème en terme d'analyse de contrainte. L'évolution du module d'Young a la forme suivante :

$$E = - \left[ 1 + \frac{R_f(1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2(C \cos \phi - \sigma_3 \sin \phi)} \right]^2 K P_{atm} \left( \frac{\sigma_3}{P_{atm}} \right)^n \quad (3.3)$$

avec  $R_f, K, n$  : paramètre du matériau,  $P_{atm}$  : Pression atmosphérique ,  $C$  : cohésion et  $\phi$  : angle de frottement,  $\sigma_3$  étreinte latérale,  $\sigma_1$  contrainte axiale.

### 3.1.5 Elasto-plasticité

Les modèles de loin les plus utilisés sont les modèles élastoplastiques (Goodman et al [46], Ghaboussi et al [44], Carol et al [25], Gens et al [41] , Boulon et al (1990)) caractérisés par la décomposition de l'incrément de déformation (ici incrément de déplacement relatif). Dans ces lois, on décompose l'incrément de déplacement relatif total en une partie purement élastique réversible et une partie plastique irréversible.

$$d[\underline{u}] = d[\underline{u}]^e + d[\underline{u}]^p \quad (3.4)$$

La notion de fonction de charge  $f(\underline{\sigma}, k, \underline{\alpha}) = 0$  caractérise le critère d'apparition des incréments de déplacements relatifs plastiques  $d[\underline{u}]^p$  ( $\underline{\sigma}$  est le vecteur contrainte). La fonction de charge peut aussi être considérée comme surface limite élastique, à l'intérieur de laquelle toutes les déformations sont purement élastiques. C'est afin de faire évoluer cette surface au cours de la sollicitation, qu'on introduit un certain nombre de paramètres scalaires  $k$  ou tensoriels  $\underline{\alpha}$ , qui décriront les différents types d'écrouissage : isotrope, cinématique...etc. L'incrément du vecteur contraint (élastique) est alors donné par la relation :

$$d[\underline{\sigma}] = \underline{\underline{d^e}}(d[\underline{u}] - d[\underline{u}]^p) \quad (3.5)$$

où  $\underline{\underline{d}}^e$  est la matrice de comportement élastique. Dans le cas où les composantes tangentielle et normale du vecteur contrainte ne sont pas couplées, la matrice  $\underline{\underline{d}}^e$  s'écrit sous la forme suivante :

$$\underline{\underline{d}}^e = \begin{bmatrix} k_{nn} & 0 \\ 0 & k_{ss} \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

où  $k_{nn}$  et  $k_{ss}$  sont respectivement les rigidités normale et tangentielle de l'interface.

D'une façon générale, l'incrément de déplacement relatif plastique a comme direction la normale au potentiel plastique  $g(\underline{\sigma}, k)$ . La règle d'écoulement peut alors s'écrire :

$$d[\underline{u}]^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \quad (3.7)$$

Le gradient du potentiel plastique  $\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}}$  spécifie la direction de l'écoulement plastique,  $d\lambda$  est un multiplicateur incrémental positif qui indique la magnitude de cet écoulement. Le potentiel plastique joue un rôle important dans la modélisation des milieux frottants, à cause de la présence de la dilatance. Pour tenir compte de cette dilatance on choisit généralement une expression du potentiel plastique différente de celle de la fonction de charge. On parle alors de la plasticité non associée et le matériau est dit non-standard. Dans le cas où  $f = g$ , le matériau est dit standard et obéit au principe du travail maximum.

Afin d'utiliser les modèles de comportement élastoplastique dans la simulation des problèmes aux limites en éléments finis non-linéaires, il est nécessaires d'établir l'expression de la matrice tangente locale. Cette matrice permettra d'évaluer l'incrément de contrainte  $d\underline{\sigma}$ , nécessaire au processus itératif au cours de chaque étape de chargement. A partir de la condition de consistance, (l'évolution est plastique, sur la surface limite) on peut écrire :

$$\frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}} d\underline{\sigma} + \frac{\partial f^T}{\partial k} dk + \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\alpha}} d\underline{\alpha} = 0 \quad (3.8)$$

En combinant les équations 3.5 et 3.8, on obtient :

$$\frac{\partial f^T}{\partial \underline{t}} \underline{\underline{d}}^e (d[\underline{u}] - d[\underline{u}]^p) = -\frac{\partial f^T}{\partial k} dk - \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\alpha}} d\underline{\alpha} \quad (3.9)$$

En posant :

$$d\lambda = \frac{1}{h(\underline{\sigma}, k, \underline{\alpha})} \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}} d\underline{\sigma} = \frac{1}{h(\underline{\sigma}, k, \underline{\alpha})} \left[ \frac{\partial f^T}{\partial k} dk + \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\alpha}} d\underline{\alpha} \right] \quad (3.10)$$

où  $h$  est un scalaire appelé module d'écrouissage, et en remplaçant l'équation 3.10 dans la règle d'écoulement 3.7, on obtient :

$$d[\underline{u}]^p = \frac{1}{h(\underline{\sigma}, k, \underline{\alpha})} \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}} d\underline{\sigma} \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \quad (3.11)$$

D'après l'équation 3.5, les incréments de déplacement relatif plastique deviennent :

$$d[\underline{u}]^p = \frac{\frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}} \underline{d^e} \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} d[\underline{u}]}{h(\underline{\sigma}, k, \underline{\alpha}) + \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}} \underline{d^e} \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}}} \quad (3.12)$$

Finalement, la matrice élastoplastique est obtenue en combinant les équation 3.12 et 3.5.

$$d\underline{\sigma} = \left[ \underline{d^e} - \frac{\frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}} \underline{d^e} \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}}}{h(\underline{\sigma}, k, \underline{\alpha}) + \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}} \underline{d^e} \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}}} \right] d[\underline{u}] = \underline{d^{ep}} d[\underline{u}] \quad (3.13)$$

Un des premiers modèles élastoplastiques, a été développé par Goodman et al [46] .Ce modèle est élastoplastique, sans résistance à la traction, avec un critère de plasticité de type Mohr-Coulomb. Le critère de plasticité de type Mohr-Coulomb en cas tridimensionnel est défini par l'équation (3.14) :

$$f = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2} + \sigma_n \cdot \tan \delta - a \quad (3.14)$$

avec  $\delta$  angle de frottement et  $a$  cohésion (ou plutôt adhérence) du joint.

La règle d'écoulement est donnée par l'équation (3.15)

$$g = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2} + \sigma_n \cdot \tan \psi \quad (3.15)$$

avec  $\psi$  angle de dilatançe.

Le calcul de la matrice constitutive tangente est réalisé selon la procédure suivante :

Si  $f < 0$  : Le comportement du joint est élastique (il n'y a pas de déplacement relatif plastique). Le comportement est alors déterminé par la matrice élastique (équation 3.5).

Si  $f = 0$  : La limite de plasticité est atteinte, et il est nécessaire d'examiner le critère de charge-décharge, défini par le produit scalaire des vecteurs  $\frac{df}{d\underline{\sigma}}$  (normale à la surface limite) et  $d\underline{\sigma}$  (figure 3.3).

$$Ch = \frac{df}{d\underline{\sigma}} d\underline{\sigma}$$

Si  $Ch < 0$ , l'interface fonctionne en décharge, le comportement est alors élastique et la matrice constitutive tangente est la matrice constitutive élastique (équation 3.5).

Si  $Ch \geq 0$ , l'interface se trouve en charge, et le déplacement relatif plastique est contrôlé par la règle d'écoulement. Pour déterminer la matrice constitutive tangente, on tient compte de la condition de consistance ( $df = 0$ ) qui signifie que l'évolution est plastique du début à la fin de l'incrément. L'incrément de déplacement relatif plastique est de la forme (3.7).

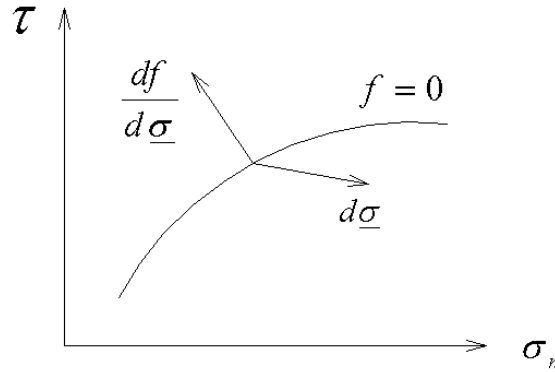


FIG. 3.3 – Représentation schématique d'une surface de charge et de l'incrément de contrainte.

Pour définir complètement le comportement d'un joint, il est nécessaire d'ajouter aux précédentes définitions un critère d'ouverture du joint, sa résistance à la traction et un critère de refermeture du joint. Les observations physiques montrent que le joint présente ou ne présente pas de résistance à la traction. Un joint fermé s'ouvre sans rejet tangentiel quand la contrainte normale s'annule si son adhérence est nulle, sinon lorsque la contrainte normale atteint la résistance à la traction.

Plesha [89] développe une loi de comportement permettant de modéliser le comportement cyclique des joints avec un modèle élastoplastique non associé. Le modèle est basé sur l'analyse micromécanique des déformations plastiques des aspérités. Les aspérités sont formellement représentées par des dents de scie inclinées d'un angle  $\alpha$ , susceptible d'évoluer, sur la direction de cisaillement. Les déformations de ces dents sont exprimées dans un repère local lié aux aspérités. La surface de charge  $f$  et le potentiel plastique  $g$  sont exprimés dans le repère lié aux aspérités et transformés dans le repère de base lié au sens de cisaillement par une rotation d'angle  $\alpha$ . Les incréments de déplacement relatif se décomposent en une partie élastique et une partie plastique (modèle élastoplastique). Les déplacements relatifs plastiques irréversibles, liés au glissement et à la dilatance, sont donnés par l'équation (3.16).

$$d[\underline{u}]^p = \begin{cases} 0 & \text{si } f(\sigma_i) < 0 \text{ ou } df(\sigma_i) < 0 \\ d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_i} & \text{si } f(\sigma_i) = 0 \text{ et } df(\sigma_i) < 0 \end{cases} \quad (3.16)$$

Ce modèle suppose que les aspérités sont équivalentes à des dents de scie. Un endommagement des aspérités sous forme de réduction de l'angle  $\alpha$  ci-dessous est introduit pour modéliser la contractance des joints. Le travail plastique tangentiel ( $W_e^p$ ) est utilisé comme paramètre d'histoire, et relié empiriquement à la dégradation des aspérités. La réduction de l'angle  $\alpha$  revêt une forme

exponentielle donnée par l'équation (3.17).

$$\alpha_k = (\alpha_k)_0 \exp(-cW_e^p) \quad (3.17)$$

avec  $(\alpha_k)_0$  angle initial des aspérités et  $c$  constante de dégradation (longueur/force) qui reflète la rapidité de la détérioration de la surface.

Ce modèle représente bien le comportement résiduel des joints et les cycles de dilatance et contractance, mais il ne tient pas compte du comportement "pré-pic" et "post-pic" des joints en fonction du déplacement relatif tangentiel à contrainte normale constante.

Jing [66] a étendu le modèle de Plesha, afin de mieux modéliser le comportement au pic et de mieux prendre en compte la dépendance de la rigidité normale par rapport à la contrainte normale. Il introduit deux fonctions  $H$  et  $S$  (fonctions linéaires du travail plastique accumulé) pour modéliser respectivement l'écrouissage (réduction de la rigidité tangentielle à l'approche du pic) et le radoucissement post-pic. L'écriture de la fonction de charge  $f$  (avec  $F$  surface de charge) est donnée par l'équation (3.18).

$$f(\sigma_n, \tau, W_t^p) = \begin{cases} F(\sigma_n, \tau) - H(W_t^p) & (\text{écrouissage}) \\ F(\sigma_n, \tau) - S(W_t^p) & (\text{radoucissement}) \end{cases} \quad (3.18)$$

Ce modèle donne des résultats satisfaisants. Qiu et al [54] reprennent la formulation de Plesha, mais ils utilisent une forme sinusoïdale au lieu d'une forme en dents de scie pour mieux représenter les joints naturels. Le mécanisme gouvernant la dégradation des aspérités est défini au niveau local par la décomposition des incréments plastiques en un incrément de glissement plastique pur et un incrément de dégradation des aspérités (dans l'approche de Plesha les deux mécanismes sont exprimés de manière globale. Le glissement est estimé à partir de l'angle des aspérités et la dégradation est reliée au travail plastique tangentiel.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'anisotropie du comportement d'un joint rocheux. La plupart des modèles sont des modèles à deux dimensions, et peu de modèles prennent en compte l'anisotropie du joint. Jing et al [69] reprennent la formulation du modèle de Jing [66] pour développer un modèle anisotrope à trois dimensions. Pour tenir compte de l'anisotropie, ils utilisent les relations qu'ils ont établies expérimentalement. Ils étendent la formulation de Plesha de la dégradation des aspérités pour obtenir une dégradation tridimensionnelle des aspérités. Cependant, la calibration d'un tel modèle nécessite des expérimentations à trois dimensions pour valider le modèle sous des sollicitations complexes. Le développement d'appareils de cisaillement à trois dimensions comme la BCR3D (Boulon [19]) , permet d'envisager le développement de modèles tridimensionnels qui seront nécessaires pour résoudre des calculs d'ouvrages complexes.



### 3.1.6 Le modèle empirique de Barton et Bandis (B-B)

Après de nombreuses investigations expérimentales ayant d'abord conduit au développement d'un critère de rupture (Barton [9]), Barton et al [14] proposent un modèle (modèle B-B) qui utilise le concept de frottement mobilisé ( $\Phi_m$ ) déterminé à partir de la rugosité mobilisée ( $JRC_m$ ) pour prendre en compte la dégradation des aspérités au cours du cisaillement. Ce modèle permet de déterminer la contrainte de cisaillement et la dilatance du joint pour un essai de cisaillement direct monotone à contrainte normale constante (figure 3.4).

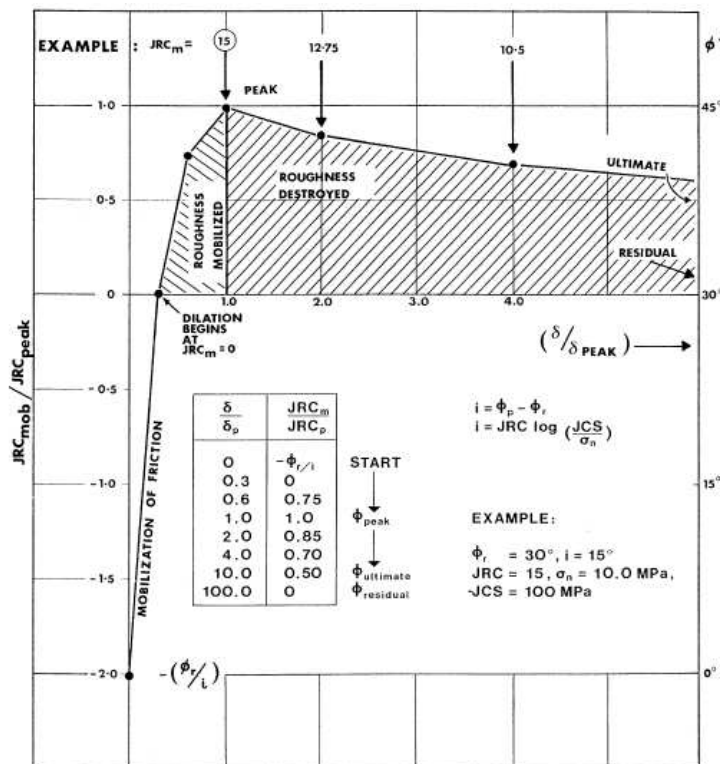


FIG. 3.4 – Modèle adimensionnel reliant la contrainte de cisaillement au déplacement relatif tangentiel, tracé pour les joints non-planaires, évolution du coefficient  $JRC_m$ , d'après Barton et al [14].

Le modèle fait intervenir la rugosité par l'intermédiaire du coefficient JRC, la résistance de la matrice rocheuse par l'intermédiaire du coefficient JCS, l'angle de frottement résiduel et la longueur de l'échantillon. Le principe de cette formulation consiste à adimensionnaliser le comportement en cisaillement des joints en prenant comme hypothèses de base :

- Le frottement est mobilisé dès le début du cisaillement.
- La dilatance débute quand le frottement est entièrement mobilisé.

- Le pic de contrainte est atteint pour le  $JRC_m$  maximal, on a donc  $JRC_m/JRC_{pic} = 1$  au pic.
- La résistance résiduelle est atteinte pour un déplacement relatif tangentiel tel que  $[w] > 100 \times [w]_{pic}$  ( $[w]_{pic}$  est le déplacement relatif tangentiel au pic de contrainte).

Le déplacement relatif tangentiel au pic de contrainte est estimée par la relation suivante ( définie empiriquement, à partir de 650 essais , par Barton et Bandis [13]) :

$$[w]_{pic} = \frac{L_n}{500} \left( \frac{JCS_n}{L_0} \right)^{0.33} \quad (3.19)$$

où  $L_0$  est la taille représentative du joint,  $L_n$  est la taille représentative du joint in situ permettant de prendre en compte l'effet d'échelle.

L'angle de frottement mobilisé est donné par l'équation (3.20).

$$\Phi_m = JRC_m \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \Phi_r \quad (3.20)$$

Avec  $JCS$  résistance de la surface de la matrice rocheuse,  $\Phi_r$  frottement résiduel.

On déduit finalement la contrainte de cisaillement de la relation (3.21).

$$\tau_m = \sigma_n \tan \left( JRC_m \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \Phi_r \right) \quad (3.21)$$

$$\Delta[u] = \Delta[w] \cdot \tan(d_{mm}) \quad (3.22)$$

$$avec \quad d_{mm} = \frac{1}{M} JRC_m \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right)$$

$d_{mm}$  est l'angle de dilatance mobilisé,  $M$  est le coefficient de dégradation égal à 1 pour les faibles contraintes normales, et égal à 2 pour les fortes contraintes normales. Barton et Choubey [15] donnent une relation déduite de l'expérience pour déterminer  $M$ .

La contrainte de cisaillement et la dilatance sont reliées à la rugosité mobilisée  $JRC_m$ . L'évolution de  $JRC_m$  est définie dans le diagramme adimensionnel présenté figure 3.4. En utilisant ce diagramme, on obtient la réponse du modèle en termes de contrainte de cisaillement et de comportement normal en connaissant la longueur de l'échantillon, les coefficients  $JRC_{pic}$  et  $JRC$  , et  $[w]_{pic}$  . Pour la valeur initiale du rapport  $\frac{JRC_m}{JRC_{pic}}$ , Barton conseille d'utiliser la valeur  $\left( \frac{\Phi_r}{i} \right)$  (avec  $i = JRC_{pic} \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right)$  ).

Ce modèle est très simple à mettre en oeuvre, mais il ne s'applique qu'à un chargement monotone en cisaillement pour des essais à contrainte normale constante. On peut cependant remarquer qu'il tient compte de l'échelle par les caractéristiques surfaciques du joint ( $JRC$  et  $JCS$  ). Il est associé au modèle hyperbolique de Bandis et al [5] pour le comportement en compression simple.

### 3.1.7 Modèles incrémentalement non linéaires

Une loi de comportement est une relation fonctionnelle entre la réponse d'un matériau, par exemple l'état de contrainte (le vecteur contrainte pour les interfaces) et la sollicitation qui lui est appliquée (pour notre exemple l'état cinématique - déplacement relatif pour les interfaces - décrivant les déformations du matériau). Cette fonctionnelle, est difficile à expliciter dans le cas général du fait des irréversibilités plastiques, qui rendent cette dernière singulière d'une part et de toute l'histoire antérieure du matériau qui n'est pas connue d'autre part. Pour pallier ces inconvénients, on pratique une linéarisation aboutissant à l'écriture incrémentale de la loi de comportement.

L'expression de la loi incrémentale d'interface, proposée initialement par Boulon et al [18] s'écrit sous la forme :

$$G(\underline{\sigma}, [\underline{u}], \text{état}) = 0 \quad (3.23)$$

Dans  $G$  interviennent les paramètres caractérisant l'état courant du matériau constituant l'interface. Toutefois, pour aboutir à la formulation incrémentale de la loi, qui sera utilisée dans la simulation des problèmes aux limites, il est nécessaire de la linéariser au voisinage de la direction de sollicitation actuelle. L'écriture incrémentale de la relation 3.23 donne :

$$g(d\underline{\sigma}, d[\underline{u}], \text{état}) = 0 \quad (3.24)$$

Le comportement est considéré comme non visqueux, dans ce cas la fonction  $g$  peut être choisie homogène d'ordre un en vitesse de déplacement relatif. Le théorème d'Euler concernant les fonctions homogènes conduit alors à :

$$d\underline{\sigma} = \underline{\underline{d}}.d[\underline{u}] \quad (3.25)$$

où  $\underline{\underline{d}}$  est la matrice rhéologique fonction des paramètres d'état et de la direction de sollicitation incrémentale.

Nous avons choisi afin d'exprimer l'état de joint rocheux, la contrainte normale et la contrainte de cisaillement, l'énergie normale et l'énergie de cisaillement.

Reste maintenant à définir la sollicitation incrémentale et la réponse incrémentale. Pour cela il faut signaler que le choix du vecteur vitesse de contrainte comme sollicitation incrémentale ne permet pas de décrire le comportement post pic. Par conséquent on peut définir la réponse comme le vecteur vitesse de contrainte et la sollicitation comme le vecteur vitesse de déplacement relatif. Dans ces conditions on a :

$$\underline{\underline{d}} = \underline{\underline{d}}(n^{d[\underline{u}]}, \text{état}) \quad (3.26)$$

où  $n^{d[\underline{u}]}$  est la direction du vecteur déplacement relatif incrémental définie par :

$$n^{d[\underline{u}]} = \frac{d[\underline{u}]}{\|d[\underline{u}]\|} \quad (3.27)$$

avec :

$$\|d[\underline{u}]\| = (d[u]^2 + d[v]^2 + d[w]^2)^{1/2} \quad (3.28)$$

Afin de comparer les chemins entre eux, il est préférable de normer les espaces sollicitation et réponse par la norme 3.28 ci-dessus. Les paramètres réduits caractérisant la vitesse de sollicitation normalisée sont alors :

$$\lambda = \frac{d[w]}{\|d[\underline{u}]\|} \quad \mu = \frac{d[u]}{\|d[\underline{u}]\|} \quad \nu = \frac{d[v]}{\|d[\underline{u}]\|} \quad (3.29)$$

et la vitesse de réponse normalisée :

$$\xi = \frac{d\tau_x}{\|d[\underline{u}]\|} \quad \eta = \frac{d\sigma_n}{\|d[\underline{u}]\|} \quad \zeta = \frac{d\tau_y}{\|d[\underline{u}]\|} \quad (3.30)$$

D'où l'ensemble des chemins possibles de sollicitation est situé sur une sphère de rayon unité dans l'espace  $(\lambda, \mu, \nu)$  et l'ensemble des réponses à ces chemins forme une surface dans  $(\xi, \eta, \zeta)$ . Toutefois, quelques conditions supplémentaires doivent être vérifiées par la loi de comportement, notamment la continuité incrémentale.

Le cas bidimensionnel est le cas le plus souvent utilisé, et en tout état de cause le seul sûr dans la mesure où les résultats des essais tridimensionnels d'interfaces sont pratiquement inexistantes, les incréments de vecteur contrainte et déplacement relatif sont ici (figure 3.2) :

$$d\sigma = \begin{pmatrix} d\sigma_n \\ d\tau \end{pmatrix} \quad d[\underline{u}] = \begin{pmatrix} d[u] \\ d[w] \end{pmatrix} \quad (3.31)$$

Les composantes de la matrice constitutive tangente 3.25 sont données par :

$$\begin{pmatrix} d\sigma_n \\ d\tau \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \sigma_n}{\partial [u]} & \frac{\partial \sigma_n}{\partial [w]} \\ \frac{\partial \tau}{\partial [u]} & \frac{\partial \tau}{\partial [w]} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d[u] \\ d[w] \end{pmatrix} \quad (3.32)$$

Les chemins tangents sont normés par :

$$\|d[\underline{u}]\| = (d[u]^2 + d[w]^2)^{1/2} \quad (3.33)$$

Le nombre de paramètres réduits caractérisant le chemin de sollicitation tangent se réduit à deux qui sont  $(\lambda, \mu)$

$$\lambda = \frac{d[w]}{\|d[\underline{u}]\|} \quad \mu = \frac{d[u]}{\|d[\underline{u}]\|} \quad (3.34)$$

d'où la réponse normalisée :

$$\xi = \frac{d\tau}{\|d[\underline{u}]\|} \quad \eta = \frac{d\sigma_n}{\|d[\underline{u}]\|} \quad (3.35)$$

La connaissance de la correspondance point à point des deux espaces incrémentaux pour tous les chemins possibles, permet de calculer la réponse  $(\xi, \eta)$  de la loi à une sollicitation quelconques à partir de l'interpolation "rhéologique". Les essais de cisaillement accessibles sans difficultés au laboratoire fournissent six points de l'espace correspondant à six chemins de sollicitation (figure 3.5) -trois en charge et trois en décharge-.

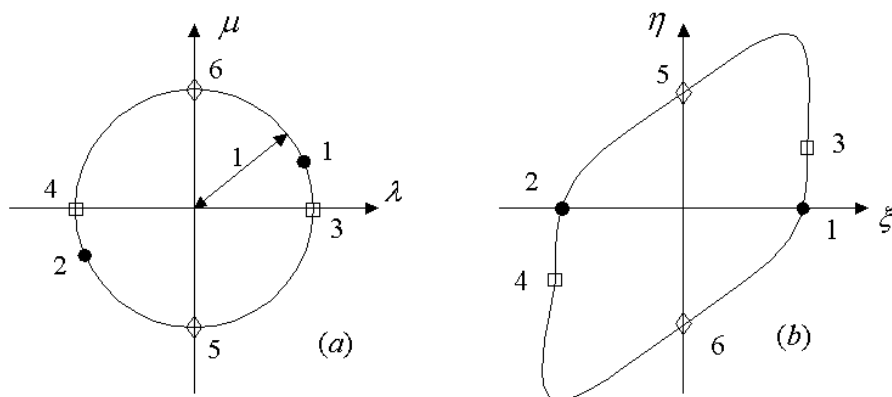


FIG. 3.5 – Identification des chemins expérimentaux dans, (a) l'espace de chargement incrémental, (b) l'espace de réponse incrémentale. Chemins incrémentaux particuliers, ● 1) Contrainte normale constante en charge, ● 2) Contrainte normale constante en décharge, □ 3) Volume constant en charge, □ 4) volume constant en décharge, ◇ 5) Pseudo-oedomètre en charge, ◇ 6) Pseudo-oedomètre en décharge.

De nombreux modèles de ce type ont été développés et exposés dans la littérature. Par exemple, Leichnetz [77] développe un modèle non-linéaire à cinq paramètres, Heuzé et al (1982) proposent un modèle qui tient compte de la rigidité du milieu environnant le joint rocheux. Ce modèle permet seulement la description du comportement à la rupture du joint. Saeb et Amadei [97] développent un modèle plus élaboré, en utilisant une formulation tangente complète. La matrice constitutive est généralement non-linéaire et les termes non-diagonaux montrent le couplage entre les comportements normal et tangentiel. Le comportement normal est défini par la relation hyperbolique de Bandis et al [5]. La rupture est définie par le critère de Ladanyi et Archambault [74]. La contrainte résiduelle est liée à la contrainte normale et à la contrainte de cisaillement de pic par la "relation de Goodman" [45]. Le modèle utilise les résultats d'essais à contrainte normale constante et de compression simple et permet de prédire le comportement du joint soumis à un essai à rigidité normale imposée. Cependant, seules les sollicitations monotones peuvent être traitées grâce à ce modèle.

Souley et al [101] reprennent la formulation de Saeb et Amadei [97], pour

l'étendre au comportement cyclique. Pour cela deux hypothèses sont faites ; le comportement "pré-pic" est élastique et le joint est équivalent à un joint lisse en phase de comportement résiduel. Ce modèle tient compte de la diminution progressive des pics au cours des cycles successif, et de l'augmentation de la dégradation des aspérités en fonction de l'histoire de chargement (nombre de charges-décharges).

Benjelloun et al [17] développent un modèle incrémental non-linéaire. L'approche est basée sur l'introduction de la dépendance directionnelle dans ce modèle de joint rocheux. Cette approche est issue des lois d'interface sol-structure développées par Boulon [18]. Etant donné un chargement incrémental, la réponse à ce chargement dans l'espace normalisé des vitesses de déplacement relatif et dans l'espace normalisé des vitesses de contrainte est construite par interpolation à partir des chemins d'identification. Benjelloun et al [17] tiennent compte de la dégradation des aspérités en généralisant l'approche de Plesha (modèle élastoplastique) au travail total transmis au joint ( équation 3.36).

$$\delta\nu = -\beta W_r \delta W_r \quad (3.36)$$

avec

$$W_r = \int_{\text{temps}} (\tau d[w] - \sigma_n d[u]) dt$$

Au cours d'un essai de cisaillement CNC, l'angle de dilatance atteint un pic ( $\nu_{pic}$ ), puis diminue. Les observations expérimentales ont montré que l'angle de dilatance au pic varie avec le logarithme de la contrainte normale  $\sigma_n$  (équation 3.37).

$$\nu_{pic} = a \ln \left( \frac{\sigma_n}{Pa} \right) + b \quad (3.37)$$

Le modèle est formulé à l'aide du concept de taux de dilatance instantané et est écrit comme le produit d'une fonction de mobilisation ( $f_m$ ) de la rugosité et d'une fonction d'endommagement donnée par l'équation (3.38) :

$$\begin{cases} \nu = \nu_{pic}(\sigma_n) f_m(W_r) e^{-\beta W_r} \\ \nu = \nu_{pic}(\sigma_n) (1 - e^{-\gamma W_r}) e^{-\beta W_r} \end{cases} \quad (3.38)$$

avec  $\nu_{pic}$  angle de dilatance au pic,  $\gamma$  constante positive qui définit la rapidité avec laquelle les aspérités sont mobilisées,  $\beta$  facteur de dégradation.

Le déplacement relatif normal est calculé par intégration de l'angle de dilatance mobilisé (équation (3.39))

$$[u_n] = \int_{\text{temps}} \nu(t) dt \quad (3.39)$$

Pour le comportement en cisaillement, ils définissent l'angle de frottement mobilisé ( $\Phi_{mt}$ ) par l'équation (3.40).

$$\Phi_{mt} = \Phi_{mr} + \arctan(\nu) \quad (3.40)$$

Avec  $(\Phi_{mr})$  angle de frottement instantané mobilisé entre les épontes.

L'évolution de l'angle de frottement instantané mobilisé est donnée par l'équation 3.41.

$$\tan(\Phi_{mr}) = (1 - e^{-\gamma W_r}) \tan(\Phi_r) \quad (3.41)$$

La contrainte de cisaillement est obtenue de même par l'équation 3.42.

$$\tau = \sigma_n \tan(\Phi_{mt}) \quad (3.42)$$

Les équations 3.39 et 3.42 constituent ainsi la formulation analytique des chemins de cisaillement à contrainte normale constante. Les composantes de la matrice constitutive sont déterminées par dérivation partielle le long de ces chemins. Les essais de cisaillement CNC (Benjelloun et al [17]) sont assez bien décrits par ce type d'identification. Cependant, lors de la simulation d'essais de cisaillement à rigidité normale imposée, on constate un certain écart entre les prédictions et les résultats expérimentaux. En particulier, le modèle surestime l'augmentation de la contrainte normale.

### 3.1.8 Le modèle de Divoux modifié

Après Benjelloun [16], Divoux [30] a présenté plus tard, un autre modèle incrémental non-linéaire. Après une étude bibliographique importante, il prend en compte les qualités et les défauts des principaux modèles incrémentaux pour présenter un modèle plus complet. Armand [3] a modifié ce modèle pour prendre en compte la contractance irréversible des joints après sollicitation cyclique. Ce modèle de Divoux modifié est décrit au chapitre 5.4.

### 3.1.9 Comparaison des performances des diverses lois

Nous avons rappelé les divers types de lois constitutives d'interface en les classant en deux grands types de modèles de comportement : Les lois qui quantifient déformations irréversibles et celles qui ne les prennent pas en compte. Dans la première catégorie, la figure 3.6a représente le modèle élastoplastique le plus simple (sans dilatance). Une limitation de la contrainte de cisaillement, correspondant à la résistance du joint, est mise en évidence. De plus la charge et la décharge sont distinctes, pour autant que le joint ait été suffisamment sollicité, ce qui autorise à des prémisses de modélisation des cycles. Par contre, les chemins à contrainte normale constante et à volume constant restent confondus, ce qui est nettement réducteur pour un joint réel. La matrice  $\underline{d}$  dépend toujours de l'état du joint, et de la sollicitation (charge et décharge). L'ajout de la dilatance au modèle précédent permet d'avancer vers la représentation des comportements réels. La matrice dépend toujours de l'état du joint, et de la sollicitation (charge et décharge). Dans le cas à 2 dimensions, elle s'écrit :

$$\underline{\underline{d}} = \begin{bmatrix} k_{nn} & k_{ns} \\ k_{sn} & k_{ss} \end{bmatrix}$$

Ses quatre composantes sont non nulles. La matrice  $\underline{\underline{d}}$  est non symétrique. La figure 3.6b montre l'effet de la dilatance plastique sur le chemin à contrainte normale constante (croissance de  $[u]$  dès que le critère de plasticité est atteint), ou à volume constant (croissance de  $\sigma_n$  dès l'entrée en plasticité). La charge et la décharge sont distinctes sur les deux chemins pourvu que le joint ait été sollicité au delà du critère de plasticité.

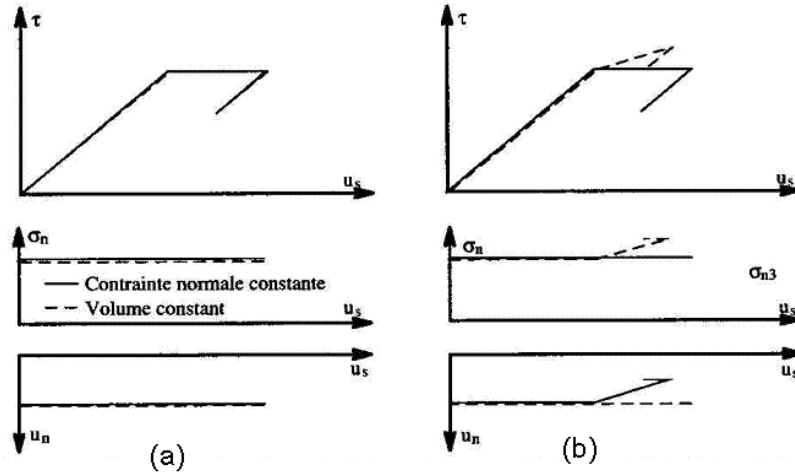


FIG. 3.6 – Chemins à contrainte normale constante et à volume constant, (a)- Pour un modèle de joint élastoplastique sans dilatance, (b)- Pour un modèle de joint élastoplastique avec dilatance, d'après Manuel de mécanique des roches [26].

## 3.2 Modélisation des écoulements dans les joints rocheux et dans le contact roche-géomatériaux (lois purement hydrauliques)

### 3.2.1 Les variables caractérisant les écoulements

La compréhension des phénomènes hydrauliques dans un milieu fracturé nécessite un rappel préalable des lois régissant l'écoulement dans une fracture unique.

L'étude d'un écoulement à travers un joint rocheux nécessite l'utilisation de nouveaux paramètres. Considérons tout d'abord le fluide seul, il est considéré



comme incompressible, et ses paramètres les plus importants sont sa masse volumique  $\rho$  [ $g.m^{-3}$ ] et sa viscosité cinématique  $\nu$  [ $m^{-2}.s^{-1}$ ]. Concernant l'écoulement lui-même, nous pourrions définir dans un premier temps sa vitesse  $v$  [ $m.s^{-1}$ ], son débit  $Q$  [ $m^3.s^{-1}$ ] et sa pression  $p$  [ $Pa$ ], mais dans le cas de grande vitesse on préfère utiliser la charge piézométrique  $h$ , définie selon l'équation de Bernoulli.

$$h = z + \frac{p}{\rho g} + \frac{V^2}{2g}$$

où  $z$  [ $L$ ] est l'altitude, mesurée par rapport à un niveau de référence. Pour ce qui est du joint rocheux, nous pouvons déjà définir sa perméabilité locale de Darcy  $K$  [ $m.s^{-1}$ ], et sa grandeur dérivée : la transmissivité  $t$  [ $m^2.s^{-1}$ ]. Dans le cas d'un écoulement dans une couche de sol homogène de perméabilité  $K$  et d'épaisseur  $e$ , la transmissivité est égale au produit de  $K$  par  $e$ . La transmissivité est un paramètre global intéressant, car il permet, dans le cas des joints rocheux, de caractériser un écoulement dans ce joint sans connaître son ouverture moyenne  $2a_i$ . Pour décrire plus précisément un écoulement, on peut utiliser les trois nombres adimensionnels suivant.

### 3.2.1.1 Le nombre de Reynolds

Le nombre de Reynolds,  $Re = VD_h/\nu_w$  où  $V$  est la vitesse du fluide et  $D_h$  le diamètre hydraulique, de la veine d'écoulement fonction de la section  $S$  et du périmètre mouillé  $P_r$  du conduit :  $D_h = 4S/P_r$ . Dans un conduit beaucoup plus large qu'épais (en forme de "ruban"),  $D_h$  vaut le double de l'épaisseur.

### 3.2.1.2 Le coefficient de perte de charge

Le coefficient de perte de charge  $\lambda = \frac{i.D_h}{\frac{V^2}{2g}}$  où  $i$  est la valeur du gradient hydraulique.

### 3.2.1.3 La rugosité relative

La rugosité relative est mesurée par  $k/D_h$  où  $k$  est la hauteur des aspérités.

## 3.2.2 Ouverture hydraulique

Si l'ouverture mécanique  $E$  correspond à l'ouverture réelle locale du joint, on définit comme valeur calculée à partir de l'ouverture équivalente hydraulique notée  $e$ . L'ouverture représente l'ouverture théorique équivalente pour un canal à paroi lisse ayant la même perméabilité que le joint réel (figure 3.7).

Faisant l'hypothèse que l'écoulement dans un joint d'ouverture mécanique comprise entre  $4\mu m$  et  $250\mu m$  reste laminaire et que par conséquent la loi cubique reste valable, Witherspoon et al [111] suggèrent que l'ouverture équivalente hydraulique  $e$  et l'ouverture mécanique  $E$  aient la même valeur. Pourtant

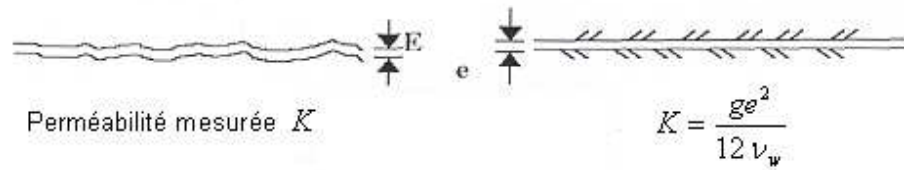


FIG. 3.7 – Relation entre l'ouverture mécanique  $E$  et l'ouverture hydraulique associée  $e$ .

les études menées par Barton et al [14] montrent une nette différence entre  $e$  et  $E$  en fonction du type de joint et de l'ouverture hydraulique  $e$ .

### 3.2.3 Loi cubique

Nous allons nous intéresser à l'étude de l'écoulement dans un joint idéalisé à deux épontes horizontales planes et à surfaces lisses, espacées d'une ouverture moyenne  $2a_i$ . Dans cette partie nous n'étudierons que le cas de l'écoulement laminaire.

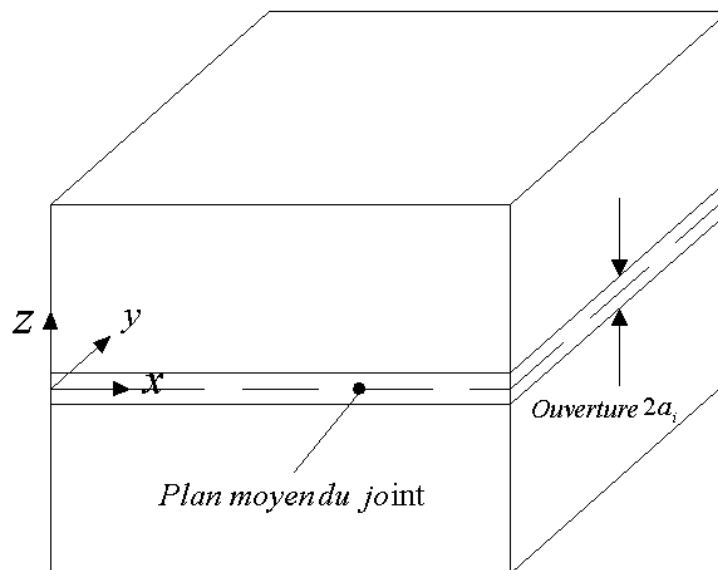


FIG. 3.8 – Représentation d'une discontinuité idéalisée dans le repère qui lui est attaché.

Les équations de Navier-Stokes dans le cas général tridimensionnel revêtent la forme : 3.43, 3.44 et 3.45.

$$\frac{Dv_x}{Dt} = X - \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\nu_w}{3} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) + \nu_w \nabla^2 v_x \quad (3.43)$$

$$\frac{Dv_y}{Dt} = Y - \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\nu_w}{3} \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) + \nu_w \nabla^2 v_y \quad (3.44)$$

$$\frac{Dv_z}{Dt} = Z - \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\nu_w}{3} \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) + \nu_w \nabla^2 v_z \quad (3.45)$$

Avec :

- $\rho_w = \frac{\gamma_w}{g}$  : masse volumique
- $\nu_w$  : viscosité cinématique
- $v_x, v_y, v_z$  : vitesses d'écoulement dans les trois directions  $x, y$  et  $z$
- $X, Y, Z$  : composants de la force de gravité s'appliquant sur le fluide
- $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$
- $\frac{D}{Dt} = \frac{\partial}{\partial t} + v_x \frac{\partial}{\partial x} + v_y \frac{\partial}{\partial y} + v_z \frac{\partial}{\partial z}$  : dérivée totale par rapport au temps
- $p$  : pression interstitielle

La viscosité cinématique du fluide est reliée à sa viscosité dynamique par la formule suivante :

$$\nu_w = \mu_w / \rho_w$$

Nous allons étudier le cas d'un écoulement bidimensionnel, perpendiculaire au champ de pesanteur, en Régime Permanent (RP) entre deux plaques parallèles. Dans ce cas précis la composante de la vitesse normale à la fracture est nulle :

$$v_z = 0$$

Dans le cadre de l'hypothèse est d'incompressibilité du fluide on a :

$$\left( \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) = 0 \quad (3.46)$$

De plus la vitesse d'écoulement sur la paroi est nulle :(figure 3.9).

Ainsi :

$$\frac{\partial v_x}{\partial x}, \frac{\partial v_x}{\partial y}, \frac{\partial v_y}{\partial x}, \frac{\partial v_y}{\partial y} \prec \prec \frac{\partial v_x}{\partial z}, \frac{\partial v_y}{\partial z}$$

Le plan du joint est supposé horizontal, les force de gravité dans les directions  $x$  et  $y$  sont donc inexistantes :

$$X = Y = 0$$

Les équations 3.43, 3.44 et 3.45 deviennent alors : 3.47, 3.48 et 3.49

$$\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial x} = \nu_w \frac{\partial^2 v_x}{\partial z^2} \quad (3.47)$$

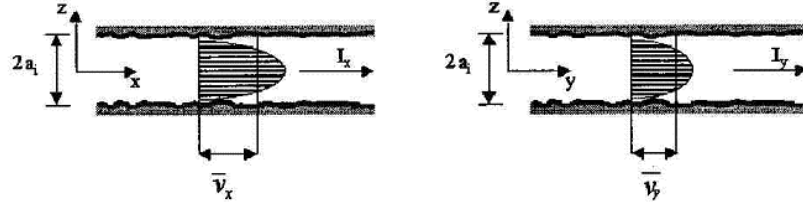


FIG. 3.9 – Distribution parabolique des vitesses dans la fracture.

$$\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial y} = \nu_w \frac{\partial^2 v_y}{\partial z^2} \quad (3.48)$$

$$\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial z} = Z \quad (3.49)$$

La charge hydraulique a pour valeur :

$$h = z + \frac{p}{\rho_w g}$$

On obtient ainsi :

$$g \frac{\partial h}{\partial x} = \nu_w \frac{\partial^2 v_x}{\partial z^2} \quad (3.50)$$

$$g \frac{\partial h}{\partial y} = \nu_w \frac{\partial^2 v_y}{\partial z^2} \quad (3.51)$$

$$g \frac{\partial P}{\partial z} = Z \quad (3.52)$$

En intégrant les équations 3.50 et 3.51 selon  $z$  on obtient :

$$z \frac{\partial h}{\partial x} g = \nu_w \frac{\partial v_x}{\partial z} + C_1 \quad (3.53)$$

$$z \frac{\partial h}{\partial y} g = \nu_w \frac{\partial v_y}{\partial z} + C_2 \quad (3.54)$$

Les conditions aux limites en  $z = 0$  sont  $\left(\frac{\partial v_x}{\partial z}\right)_{z=0} = \left(\frac{\partial v_y}{\partial z}\right)_{z=0} = 0$ , (figure 3.9) ce qui, après deux intégration sur l'espace donne :

$$v_x = g \frac{z^2}{2\nu_w} \frac{\partial h}{\partial x} + C_3 \quad (3.55)$$

$$v_y = g \frac{z^2}{2\nu_w} \frac{\partial h}{\partial y} + C_4 \quad (3.56)$$

or les conditions limites en  $z = \pm a_i$  sont  $v_x = v_y = 0$ , (figure 3.9) d'où :

$$v_x = g \frac{z^2 - a_i^2}{2\nu_w} \frac{\partial h}{\partial x} \quad (3.57)$$

$$v_y = g \frac{z^2 - a_i^2}{2\nu_w} \frac{\partial h}{\partial y} \quad (3.58)$$

On obtient donc la répartition parabolique des composantes de vitesse. Introduisons le vecteur gradient de charge hydraulique : équation 3.59.

$$\vec{I} = -\vec{grad}(h) = \begin{bmatrix} I_x \\ I_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{\partial h}{\partial x} \\ -\frac{\partial h}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (3.59)$$

On prend alors les valeurs moyennes de  $v_x$  et de  $v_y$  dans l'épaisseur :  $\overline{v_x}$  et  $\overline{v_y}$ .

$$\overline{v_x} = \frac{1}{2a_i} \int_{a_i}^{-a_i} v_x \cdot dz = \frac{g(2a_i)^2}{12\nu_w} I_x \quad (3.60)$$

$$\overline{v_y} = \frac{1}{2a_i} \int_{a_i}^{-a_i} v_y \cdot dz = \frac{g(2a_i)^2}{12\nu_w} I_y \quad (3.61)$$

Soit en écriture vectorielle :

$$\vec{\overline{v}} = \frac{g(2a_i)^2}{12\nu_w} \vec{I} \quad (3.62)$$

Avec pour les composantes de  $\vec{\overline{v}}$  et  $\vec{I}$  :

$$\begin{bmatrix} \overline{v_x} \\ \overline{v_y} \end{bmatrix} = \frac{g(2a_i)^2}{12\nu_w} \begin{bmatrix} I_x \\ I_y \end{bmatrix} \quad (3.63)$$

Dans les formules 3.62 et 3.63, on identifie facilement une perméabilité de type Darcy représentative de l'écoulement entre deux plans lisses :

$$K = \frac{g(2a_i)^2}{12\nu_w} \quad K \text{ en } m.s^{-1} \quad (3.64)$$

Soit, en remplaçant l'ouverture moyenne  $2a_i$  par l'ouverture mécanique  $E$  : (Ce qui est le cas pour l'hypothèse de l'écoulement entre deux plans) que nous avons vue à l'équation (2.4).

Introduisons également formule (3.65) la notation de transmissivité, elle est égale au produit de la perméabilité  $K$  par la hauteur de l'écoulement  $E$  dans ce cas. (Nous montrerons ultérieurement l'intérêt de ce paramètre pour l'étude des joints rocheux) :

$$t = \frac{g(E)^3}{12\nu_w} \quad t \text{ en } m^2.s^{-1} \quad (3.65)$$

Dans le cadre de l'étude de l'écoulement entre deux plans lisses d'ouverture mécanique  $E$ , en reprenant l'équation (3.62), on peut également facilement exprimer le débit pour les cas particuliers d'écoulements unidirectionnel ou radial répertoriés aux équations (2.7) et (2.6) respectivement. Dans le cas d'écoulement unidirectionnel on a en particulier :

$$Q = k.S.\frac{\Delta H}{L} = k.E.l.\frac{\Delta H}{L} = T.l.\frac{\Delta H}{L} = \frac{g.l.(E)^3}{12\nu_w} \frac{\Delta H}{L} \quad (3.66)$$

### 3.2.4 Prise en compte de la rugosité

Comme nous l'avons indiqué, une fracture a été traditionnellement idéalisée par deux épontes horizontales planes et parallèles afin d'obtenir une description mathématique simple d'écoulement de fluide, ce qui se nomme la loi cubique 3.2.3. Cependant, il est maintenant bien établi dans la littérature que fractures simples sont en fait des conduits aplatis avec épontes rugueuses, l'ouverture hydraulique et il existe des points de contact entre les épontes. Ainsi, un gradient hydraulique imposé à la frontière de la fracture, générera en conséquence un écoulement tridimensionnel, un champ de vitesse non uniforme et un écoulement tortueux. Les équations de Navier-Stokes (NS) forment un système non-linéaire des équations différentielles partielles qui sont difficiles à résoudre dans les géométries irrégulières tels qu'une fracture rugueuse, et par conséquent il n'y a apparemment aucune étude éditée en utilisant les équations de NS pour simuler l'écoulement tridimensionnel dans une fracture avec éponte rugueuse.

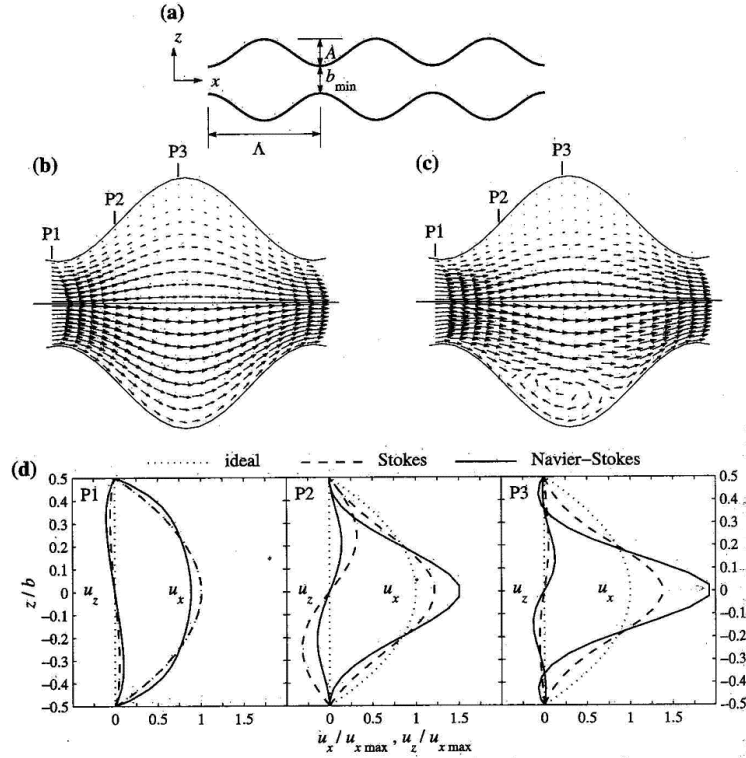


FIG. 3.10 – Simulation tridimensionnelle d'écoulement dans une fracture sinusoïdale avec les équations de Navier-Stokes, Stokes et la loi cubique, d'après Brush et Thomson [23].

Coakley et al (1987) ont simulé l'écoulement tridimensionnel dans une fracture très simple avec quatre constriction et en dents de scie, et Brown et al

(1995) ont simulé un écoulement bidimensionnel dans des profils de fracture avec surfaces sinusoïdales. Ils ont seulement édité ce travail pour simuler le flux de fluide tridimensionnel dans des fractures rugueuses en employant les équations de Stokes (Mourzenko et al [83]). Les équations de Stokes, souvent référées, sont un sous-ensemble important des équations de NS dans lesquelles les forces d'inertie ont été négligées. Les équations de Stokes sont un système linéaire d'équations différentielles partielles plus faciles à résoudre que les équations de NS. Dans la pratique, cependant, le fardeau consistant à résoudre NS tridimensionnel ou Stokes est significatif. L'équation de Reynolds vient du champ de la lubrification hydrodynamique, et c'est une approximation bidimensionnelle des équations Stokes pour un écoulement traverse un ensemble de domaines plats avec épontes légèrement inclinées entre elles.

Finalement, prendre en considération la rugosité pour un écoulement, nécessité de résoudre les équations de NS, ce qui prend beaucoup de temps, et qui n'est pas raisonnable et économique dans un cas réel.

### 3.2.5 Comparaison des performances des diverses lois

Brush et Thomson (2003) comparent les résultats des trois modèles NS, Stokes et loi cubique. Les modèles tridimensionnels développés d'écoulement ont été employés pour simuler un écoulement de fluide traversant diverses fractures synthétiques aléatoires rugueuses pour démontrer les différences dans chaque approche et pour déterminer des critères pour la validité de l'approximation de loi cubique. Les fractures synthétiques utilisées ont été générées dans un domaine de 50x50 millimètres avec espacement de grille uniforme de 2 x 2 millimètres (figure 3.10).

Le débit total des simulations tridimensionnel de l'équation de Stokes différant de moins de 10 % des simulations avec la loi cubique avec des corrections géométriques pour toutes les fractures synthétiques.

Les simulations ont clairement démontré que pour de plus grandes valeurs de la rugosité relative mécaniques ou de l'ouverture mécanique initiale et du gradient hydraulique, que les forces à inertie peuvent influencer de manière significative le champ interne d'écoulement dans une fracture et le débit global à travers la fracture.

Par conséquent, dans la gamme et le type de fracture rugueuses aléatoires considérées dans ces recherches, on peut conclure que la loi cubique est valide à condition que les critères ci-dessus géométrique et cinématique soient satisfaits.

### 3.3 Modélisation du comportement hydromécanique

Le comportement hydromécanique des interfaces est constitué d'une part de leur loi constitutive en contraintes effectives, et d'autre part de leur loi de conductivité hydraulique. Nous allons étudier la loi constitutive couplée entre loi constitutive mécanique et loi constitutive hydraulique. La figure 3.11 montre les relations couplées entre paramètres mécaniques et hydraulique et hydromécaniques. De nombreux modèles numériques sont basés sur l'utilisation de la loi cubique. Parmi ces modèles, on peut distinguer les modèles à échelle macro, qui se cantonnent à décrire le comportement du joint à partir de paramètres globaux, et les modèles à échelle meso, qui modélisent le joint à partir de considérations géométriques locales.

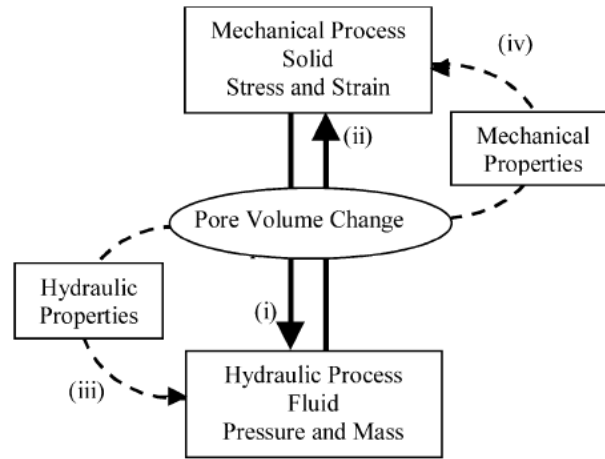


FIG. 3.11 – Couplages hydromécaniques dans le milieu géologique, (i) et (ii) sont les couplages directs par des interactions de volume de pores, tandis que (iii) et (iv) sont les couplages indirects par des changements des propriétés matérielles, d'après Rutqvist et Stephansson [96].

#### 3.3.1 Les variables 2-D et 3-D, la matrice constitutive hydro-mécanique

Les variables de joint rocheux sont le vecteur contrainte effective supportée par la matrice rocheuse  $[\underline{\sigma}']$ , et le vecteur déplacement relatif  $[\underline{u}]$ , déjà défini (rubrique 3.1.1). Pour les variables d'écoulement on choisit la pression d'eau  $p$ , ce qui permettra de calculer le débit d'écoulement.

Pour exprimer la relation entre les paramètres mécaniques et hydrauliques, les premiers modèles consistent en des équations permettant d'obtenir l'ouverture hydraulique  $e$  en fonction de l'ouverture mécanique  $E$ , nous allons



présenté celui de Barton et al [14] qui suppose une relation empirique entre ouverture hydraulique  $e$  d'un joint et ouverture mécanique (équation (3.67)) conformément à la figure 3.12 :

$$e = \frac{JRC^{2.5}}{\left(\frac{E}{e}\right)^2} \quad (3.67)$$

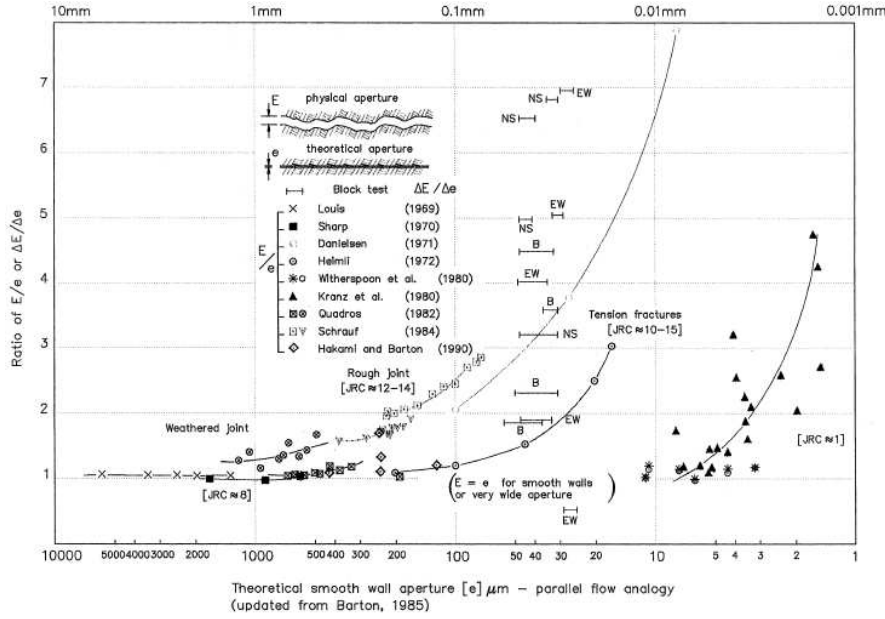


FIG. 3.12 – Evolution du rapport de l'ouverture mécanique  $E$  à l'ouverture hydraulique  $e$  (ordonnée) en fonction de l'ouverture hydraulique  $e$  pour différentes valeurs de  $JRC$ , d'après Olsson et Barton [86].

Avec  $E = E_0 + u$  ouverture mécanique correspondant à un déplacement relatif du joint  $u$  ( $u < 0$  lorsque le joint se ferme) et  $E_0$  l'ouverture mécanique initiale.

D'autres modèles ont été développés, Witherspoon et al [111] proposent un modèle basé sur une loi cubique modifiée et sur des résultats d'Iwai [64] :

$$\frac{Q}{\Delta H} = C \cdot \frac{1}{f} e_h^3 \quad (3.68)$$

Avec :  $Q$ ,  $\Delta H$ ,  $C$  et  $e_h$  les paramètres définis pour la loi cubique, et  $f$  est une paramètre caractérisant la rugosité.

Ils expriment ensuite l'ouverture hydraulique comme la somme d'une ouverture apparente  $e_a$  et d'une ouverture résiduelle  $e_r$  déterminée à partir de la loi cubique et du débit mesuré lorsque le joint est supposé complètement fermé.

$$e_h = e_a + e_r \quad (3.69)$$

L'ouverture  $e_a$  étant déterminée à partir de la contrainte normale comme la différence entre la fermeture maximale  $V_m$  et la fermeture  $V$ .

$$e_a = V_m - V(\sigma_n) \quad (3.70)$$

Avec ce modèle, nous pouvons caractériser l'écoulement en déterminant uniquement  $e_r$ ,  $f$ , et une loi de comportement  $V = f(\sigma_n)$ .

Benjelloun [16] utilise une autre équation pour exprimer l'ouverture hydraulique en fonction de la fermeture, de la tortuosité et de l'état hydraulique initial de la fracture :

$$e_h = -\alpha V + \beta \quad (3.71)$$

avec :

- $V$  : fermeture du joint
- $\alpha$  : un facteur de correction prenant en compte la rugosité et la tortuosité ( $0.7 < \alpha < 0.9$ )
- $\beta$  : un paramètre qualifiant l'état initial hydraulique de la fracture

Bart [8] propose également un modèle en considérant le joint comme un milieu poreux, ce qui implique une approche plus globale.

Parmi les modèles utilisant la loi cubique ou la loi modifiée, on compte également ceux qui se fondent sur une caractérisation de la géométrie et de la répartition des vides, c'est à dire des modèles à l'échelle meso (Tsang et Witherspoon [105], Gentier [42], Boulon et al [21]).

Le modèle proposé par Boulon et al [21] est un modèle à l'échelle meso, où le joint est modélisé comme un ensemble de petits plans parallèle d'espacement  $e_h$  prenant en compte la dégradation des aspérités et de largeur  $2l.dy$ .

Ils expriment alors la loi cubique entre ces deux plans :

$$d \left( \frac{Q}{dH} \right) = \frac{\rho g}{12\mu L} e_h^3 2l dy \quad (3.72)$$

### 3.3.2 Modèles empiriques et relevant du loi cubique

En prenant en compte la modèle empirique de Barton (3.1.6), la conductivité hydraulique a été calculée selon la formule 2.4 où l'ouverture hydraulique a été déterminée par l'équation empirique (3.73)

$$e = \frac{E^2}{JRC^{2.5}} \quad (3.73)$$

Olsson et Barton [86] ont développé un modèle original en récrivant l'équation (3.73)

$$e = \frac{E^2}{JRC_0^{2.5}} \quad [w] \leq 0.75[w_p]$$

$$e = \sqrt{E} JRC_{mob} \quad [w] > 0.75[w_p]$$

L'ouverture mécanique a été calculée avec l'équation suivant :

$$E = E_0 + \Delta E \quad (3.74)$$

Où  $\Delta E$  (causé par la dilatation ) peut être pris comme tangente de l'angle de dilatation selon la formule (3.22). Un incrément donné de déplacement tangentiel aura comme conséquence une composante positive  $\Delta E$  :

$$\Delta E = \Delta[w] \cdot \tan d_{mm} \quad (3.75)$$

En combinant les équations (3.22) et (3.74) on peut calculer l'ouverture mécanique

$$E = E_0 + \Delta[w] \tan \left( \frac{1}{M} JRC_m \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right) \quad (3.76)$$

Habituellement l'ouverture mécanique ( $E_0$ ) est l'ouverture initiale quand le cisaillement commence.

### 3.3.3 Modèles relevant de l'élasto-plasticité et de la loi cubique

Les modèles élastoplastiques peuvent être la base mécanique de modèles hydromécaniques. On peut citer, par exemple, Nguyen et Selvadurai [84], qui ont développé un modèle couplé à partir de la formulation de Plesha. Ils ont montré, en particulier, que les paramètres de la loi constitutive pouvaient être reliés aux coefficients empiriques de Barton ( $JRC$  et  $JCS$ ). Le comportement hydraulique est déterminé à partir de la loi cubique. Cependant, l'ouverture hydraulique ( $e$ ) n'est pas équivalente à l'ouverture mécanique ( $E$ ) (Barton [14]). Alors, ils utilisent la relation linéaire définie par Elliot et al [31] et Witherspoon et al [110] pour déterminer l'ouverture hydraulique :

$$e = e_0 + f \Delta E$$

$e_0$  ouverture hydraulique initiale,  $\Delta E$  variation de l'ouverture mécanique due à la combinaison du cisaillement (dilatance) et de la compression du joint,  $f$  facteur de proportionnalité.

Néanmoins, pour des déplacements relatifs tangentiels importants la perméabilité des joints diminue. Cet effet est attribué à la présence du matériau broyé qui colmate les canaux de circulation des fluides. Pour prendre en compte la présence de matériau broyé, Nguyen et Selvadurai [84] relient le facteur de proportionnalité  $f$  au travail plastique :

$$f = f_0 \exp \left( - \int_{t=0}^{W^p} c_f dW^p \right)$$

$c_f$  facteur de production de matériau broyé.

### 3.3.4 Modèles relevant du formalisme incrémentale non linéaire et de la loi cubique

La loi d'interface est formulée de manière tangente, et utilisée de manière incrémentale.

Formulation tangente :

$$\begin{pmatrix} d\sigma_n \\ d\tau \\ dq_x \\ dq_y \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \sigma_n}{\partial [u]} & \frac{\partial \sigma_n}{\partial [w]} & \frac{\partial \sigma_n}{\partial p} & \frac{\partial \sigma_n}{\partial (\frac{\partial p}{\partial x})} & \frac{\partial \sigma_n}{\partial (\frac{\partial p}{\partial y})} \\ \frac{\partial \tau}{\partial [u]} & \frac{\partial \tau}{\partial [w]} & \frac{\partial \tau}{\partial p} & \frac{\partial \tau}{\partial (\frac{\partial p}{\partial x})} & \frac{\partial \tau}{\partial (\frac{\partial p}{\partial y})} \\ \frac{\partial q_x}{\partial [u]} & \frac{\partial q_x}{\partial [w]} & \frac{\partial q_x}{\partial p} & \frac{\partial q_x}{\partial (\frac{\partial p}{\partial x})} & \frac{\partial q_x}{\partial (\frac{\partial p}{\partial y})} \\ \frac{\partial q_y}{\partial [u]} & \frac{\partial q_y}{\partial [w]} & \frac{\partial q_y}{\partial p} & \frac{\partial q_y}{\partial (\frac{\partial p}{\partial x})} & \frac{\partial q_y}{\partial (\frac{\partial p}{\partial y})} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d[u] \\ d[w] \\ dp \\ d(\frac{\partial p}{\partial x}) \\ d(\frac{\partial p}{\partial y}) \end{pmatrix} \quad (3.77)$$

Nous allons étudier à l'aide de l'équation 3.77, le comportement hydromécanique du joint rocheux en utilisant loi incrémentale non-linéaire de Divoux modifiée au chapitre 5 .

### 3.3.5 Comparaison des performances des divers modèles

En fait, en littérature nous n'avons pas trouvé de référence qui permette comparer l'efficacité de différence approche en façon modélisation hydromécanique du joint rocheux.

## 3.4 Conclusions

Dans ce chapitre nous avons fait le point sur l'état des modèles de comportement mécanique, hydraulique et hydromécanique des joints rocheux. Ces modèles sont de toute importance pour étudier la stabilité des massifs rocheux ou appréhender des écoulements dans des joints en relation avec le génie civil futur (les barrages, les tunnels) ou le génie pétrolier ou le stockage de déchets nucléaires.

Les modèles présentées et les hypothèses faites pour étudier évolution l'ouverture d'un joint, les auteurs s'accordent à dire que la rugosité des épontes est un facteur important pour le comportement hydromécanique des joints rocheux, influant la dilataance et les évolutions de transmissivité qui en découlent la résistance mécanique en cisaillement. La rupture des aspérités s'accompagne d'une production de matériau broyé perturbant les écoulements. Le suivi de la dégradation des épontes est donc logiquement un axe de recherche.



## CHAPITRE 4

---

### Réalisations expérimentales

---

#### 4.1 Structure de ce chapitre

Nous présenterons tout d'abord dans ce chapitre la Boîte de Cisaillement direct pour Roches à 3 Dimensions, appelée BCR3D, qui a servi à la réalisation de nos essais mécaniques et hydromécaniques sur les interfaces entre géomatériaux. Cette boîte de cisaillement direct particulière a été conçue par Marc Boulon depuis 1995 [19] et développée par Armand 2000 [3] et Hans 2002 [50]. Armand [3] a conduit des investigations sur le comportement mécanique des joints rocheux et Hans [50] a ajouté un système d'injection hydraulique afin d'étudier le comportement hydromécanique des joints rocheux et aussi de mesurer de l'anisotropie hydraulique des écoulements. Armand [3] Hans [50] ont travaillé sur des interfaces roche et roche béton, tandis que Buzzi [24] a étudié des interfaces roche-bentonite.

Nous expliquerons ensuite le dispositif CalVIN (Cartographie Laser des Vides et Numérisation) développé par Armand [3] et amélioré par Hans [50] puis par Tapan [104], qui permet de mesurer la morphologie d'épentes de joints rocheux.

Enfin, la présentation de la campagne d'essais classiques de caractérisation de la matrice rocheuse, en compression simple, ainsi que celle d'essais mécaniques et hydromécaniques sur joints rocheux sur le site calcaire de Coaraze, avec ces dispositifs expérimentaux (BCR3D) fera l'objet de la fin de ce chapitre.

## 4.2 Dispositifs expérimentaux

### 4.2.1 Principe et description

La figure 4.1 donne une vue générale de la Boîte de Cisaillement direct pour Roches à 3 Dimensions (BCR3D). On distingue les trois axes de chargements : les deux axes horizontaux orthogonaux (de cisaillement) (axe X1-X2) et (axe Y1-Y2) et un axe vertical (de compression) noté Z. On dit que les deux axes horizontaux sont différents : les vitesses de cisaillement développées sur l'axe (X1-X2) sont dites dynamiques (jusqu'à 50 cm/s), ceci dans le but de pouvoir reproduire des sollicitations de type sismique tandis que le deuxième axe de cisaillement (Y1-Y2) est couplé à des réducteurs (figure 4.1) afin d'obtenir de faibles vitesses de cisaillement (dites quasi-statiques, typiquement 0.05 mm/s). Chaque axe de cisaillement est doté de deux vérins, chaque vérin étant accouplé à une demi boîte "externe" (visible sur la figure 4.1). Les vérins reliés à la boîte inférieure sont indexés 1, et ceux reliés à la boîte supérieure sont indexés 2.

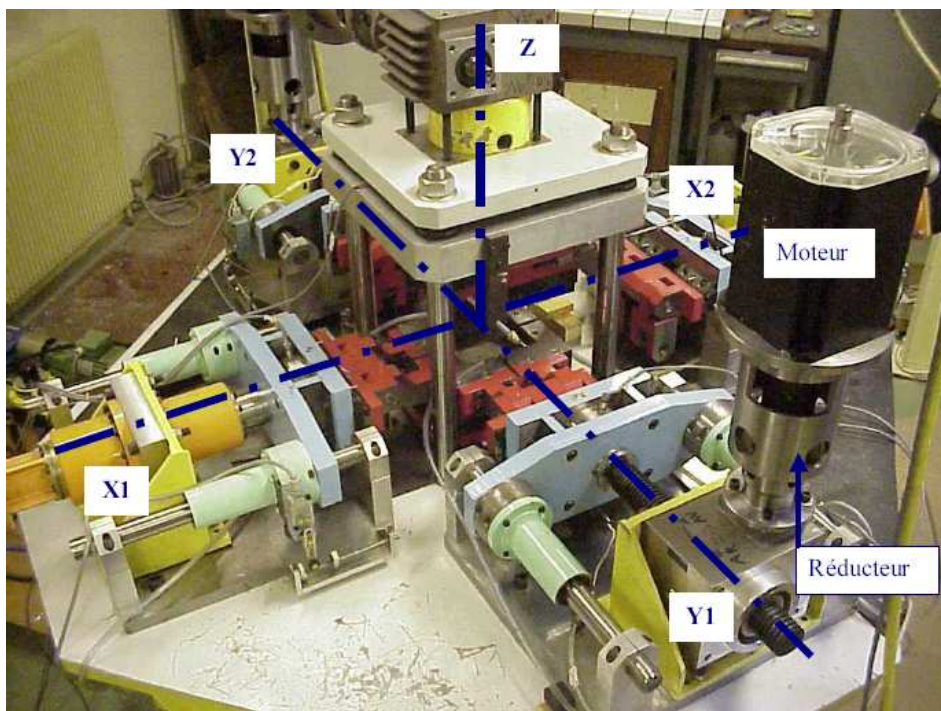


FIG. 4.1 – Vue générale de la BCR3D et des trois axes de chargement (X1-X2), (Y1-Y2) et (Z).

Une coupe de la BCR3D selon un des axes de cisaillement est proposée sur la figure 4.2, pour éclairer au mieux le fonctionnement du dispositif. On y voit l'échantillon de joint rocheux (1) scellé dans deux demi boîtes métalliques "internes" (supérieure et inférieure) pouvant être extraites de la machine, (2)

et qui lors d'un essai sont introduites et fixées dans leurs homologues, demi boîtes externes (supérieure et inférieure), (3) des glissières à billes (4), représentées sur le schéma, permettent le déplacement horizontal des boîtes selon les axes (X1-X2) et (Y1-Y2) en limitant les efforts parasites. Chaque vérin est équipé de capteurs de force (5). Chaque demi boîte est accouplée à un vérin électromécanique permettant d'appliquer les déplacements de cisaillement (6). Les capteurs de déplacements (8) de type LVDT (Linear variable differential transformer) permettent de savoir la position relative des boîtes sur chaque axe, à tout moment. Les vérins sont accouplés aux boîtes par un système adéquat référencé (9) et représenté de façon schématique. Les colonnes (10) servent de tirants pour pouvoir transmettre l'effort vertical à l'interface de l'échantillon et de guide de déplacement vertical de l'ensemble supérieur. Les colonnes-tirants sont ancrées dans le bâti rigide (7). L'existence de deux capteurs LVDT (11) permet de mesurer d'éventuelles rotations horizontales du plateau supérieur.

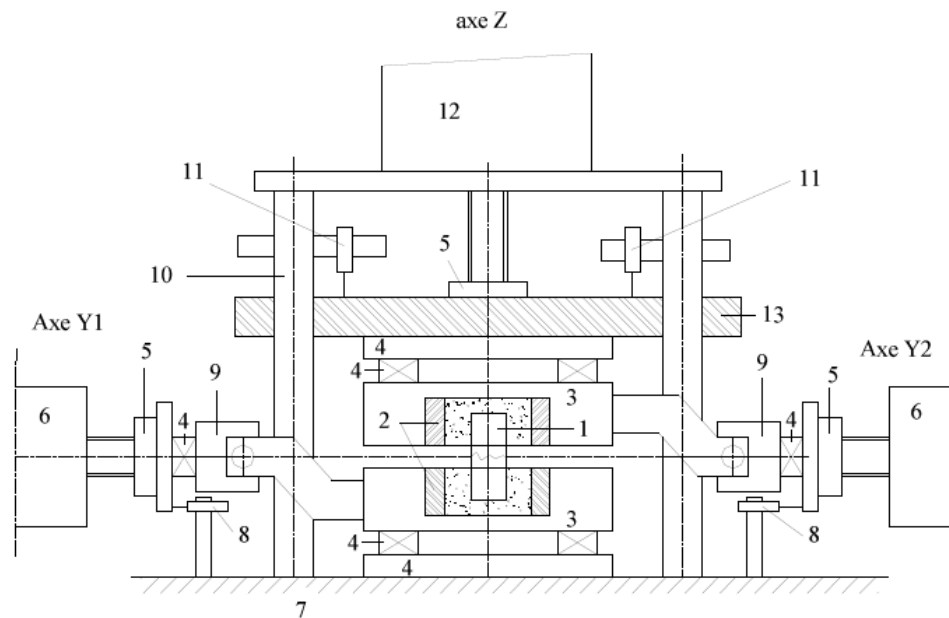


FIG. 4.2 – Coupe de la BCR3D selon le plan vertical incluant l'axe (Y1-Y2). (1) : échantillon à tester, (2) : demi boîtes internes, (3) : demi boîtes externes, (4) : glissières à billes, (5) : capteurs de forces, (6) : vérins horizontaux, (7) : bâti rigide, (8) : capteurs de déplacement (mesurant  $\Delta y_1$  et  $\Delta y_2$ ), (9) : élément mécanique pour l'accouplement boîte externe/vérin, (10) : colonnes rigides de guidage du plateau, (11) : capteurs de déplacement (mesurant  $\Delta z$  et  $\delta z$ ), (12) : vérin vertical, (13) : plateau coulissant rigide.

Benjelloun [16] a mis en évidence une éventuelle rotation des boîtes l'une par rapport à l'autre dans les machines classiques de cisaillement. Les boîtes de cisaillement classiques de type Casagrande en face de la BCR3D (figure 4.3), génèrent le cisaillement par déplacement de l'une des deux épontes par rapport



à l'autre qui reste fixe tandis que la force normale reste centrée sur l'éponte supérieure. Il s'avère donc dans le cas d'une machine de cisaillement classique, que le point d'application de l'effort normal, centré sur l'éponte supérieure, ne correspond plus au centre géométrique de la surface active de contact. Il se développe alors, au fur et à mesure, un moment et des rotations parasites. Donc les dispositifs de cisaillement pour les joints rocheux doivent assurer d'empêcher où tout au moins de réduire et contrôler les rotations relatives des épontes en cours d'essais mécaniques et aussi hydromécaniques. L'originalité de la BCR3D est de générer le cisaillement du joint par des déplacements symétriques de chacune des épontes supérieure et inférieure par rapport à l'axe d'application de l'effort normal. On parvient ainsi à un centrage de l'effort normal par rapport à la surface active de contact, limitant les moments et rotations relatives des épontes. Une autre méthode efficace pour pallier ces problèmes de rotation, utilisant deux vérins pour des essais de cisaillement selon un axe, est développée par Mitani [82].

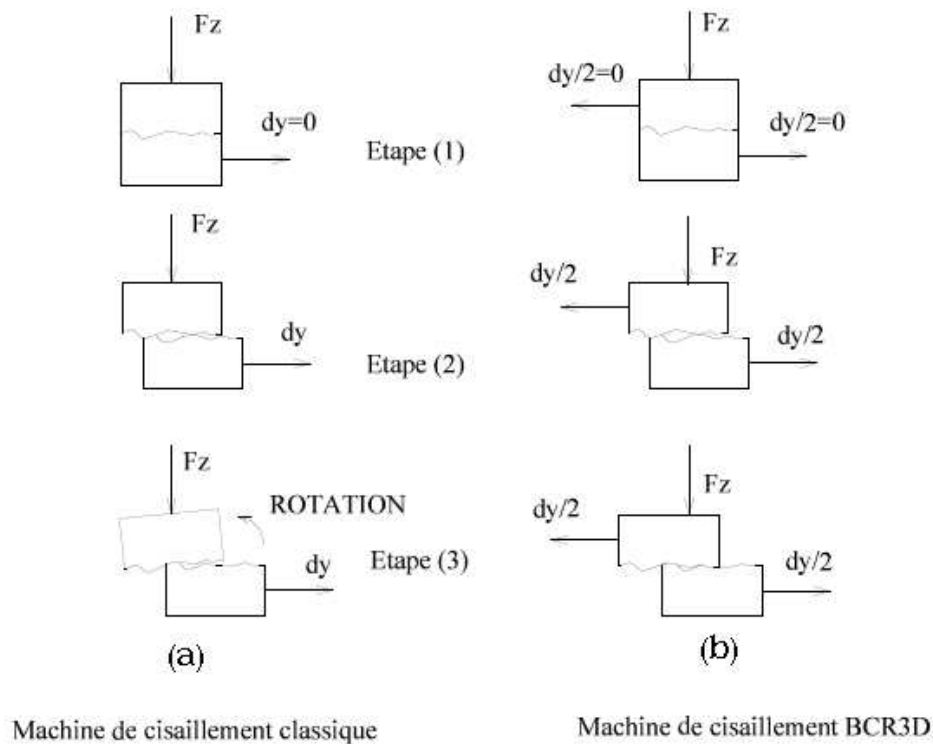


FIG. 4.3 – Représentation schématique hors échelle du problème de rotation parasite d'épontes au cours d'un essai de cisaillement de joint rocheux dans le cas d'une machine de cisaillement classique (a), et de la machine de cisaillement BCR3D (b).

Notre dispositif permet de réaliser, par asservissement selon consigne, les

différents types d'essais de cisaillement classiques :

- Essai à force normale constante ( $F_n = Cste$ )
- Essai à contrainte normale constante (CNC) ( $\sigma_n = Cste$ )
- Essai à rigidité normale externe imposée (KNC) ( $\frac{d\sigma_n}{d[u]} = Cste$ )
- Essai à volume constant ( $d[u] = Cste$ )
- Essai à angle de dilataance mobilisé imposé ( $\frac{d[u]}{d[w]} = Cste$ )

#### 4.2.2 Performances

Les vérins électromécaniques de la BCR3D, conçus avec un jeu minimum dans la transmission du mouvement, sont associés à des moteurs Brushless MOOG, assurant une faible inertie et un couple de 32 N.m à toute vitesse de rotation (jusqu'à 2800 tours/minute). Les moteurs sont pilotés par des cartes d'asservissement MOOG 2000. Le tableau 4.1 présente les caractéristiques mécaniques des différents axes de chargement.

Caratéristiques	Axe X Cisaillement dynamique	Axe Y Cisaillement quasi statique	Axe Z Effort normal
Effort maximal [kN]	5	100	100
Contrainte maximale correspondante (échantillon $\phi$ 63 mm)[MPa]	1.6	32	32
Accélération maximale [mm/s <sup>2</sup> ]	33.3	0.0005	0.0005
Vitesse maximale [mm/s]	1000	1	1
Course des capteurs [mm]	30	30	20

TAB. 4.1 – Différentes caratéristiques des axes de chargement mécanique de la BCR3D

#### 4.2.3 Rotations relatives

Afin de confirmer le concept de limitation des rotations exposé précédemment, Armand [3] a réalisé des essais de compression simple et de cisaillement pour évaluer les rotations relatives d'épentes en cours de chargement. De ce fait, il a mesuré le déplacement relatif normal en deux points situés sur l'axe de cisaillement et positionnés symétriquement par rapport à l'axe de chargement normal (figure 4.4).

La figure 4.4 montre (a) l'évaluation de la contrainte normale en fonction des déplacements relatifs normaux mesurés, ainsi que (b) l'évaluation des déplacements relatifs normaux en fonction du déplacement relatif tangentiel, obtenues respectivement au cours d'essais de compression simple et de cisaillement direct

à contrainte normale constante ( $\sigma_n = 5 \text{ MPa}$ ) sur des répliques rectangulaires de joints rocheux en mortier de 4.46 cm de coté. On constate 0.09 mm de différence maximum dans les mesures Z1 et Z2 dans le cas de l'essai de cisaillement. Cet écart est mesuré pour un déplacement relatif tangentiel  $[w] = 5 \text{ mm}$  et, vu l'écartement des deux capteurs (20.5cm), cela correspond à une rotation relative de  $0.025^\circ$ . Armand a effectué des essais similaires sur des joints de plus grande dimension, et a considéré une rotation relative maximale de  $0.14^\circ$  ce qui reste tout à fait négligeable. Ces résultats ont montré la très bonne qualité des essais effectués sur la BCR3D, et la possibilité de réaliser une étude mécanique et hydromécanique fiable grâce à ce dispositif. Mitani et al [82] ont réalisé des essais hydromécaniques de cisaillement à contrainte normale constante en contrôlant les rotations relatives dans un premier temps, puis en les laissant libres dans un second temps. Les essais du deuxième type ont montré une énorme influence sur les mesures de conductivité hydraulique.

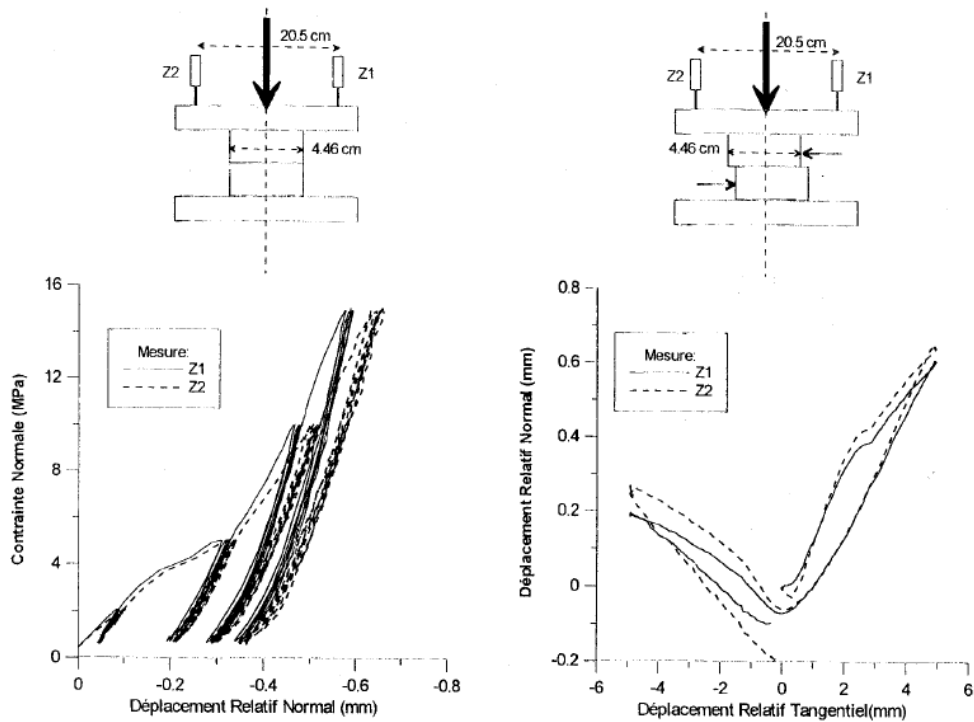


FIG. 4.4 – Déplacements relatifs normaux mesurés par les deux capteurs Z1 et Z2 placés symétriquement par rapport à l'axe d'effort normal sur l'axe de cisaillement au cours d'un essai de compression simple (a) et d'un essai de cisaillement à contrainte normale constante 5 MPa (b). Courbes (a) : déplacements relatifs normaux (Z1 et Z2) en fonction de la contrainte normale. Courbe (b) : Déplacements relatifs normaux (Z1 et Z2) en fonction du déplacement relatif tangentiel. Rotation relative maximale enregistrée :  $0.025^\circ$  pour un déplacement relatif tangentiel de 5 mm. D'après Armand [3].

#### 4.2.4 Système de mesure de conductivité hydraulique

Peu de machines permettent d'effectuer des essais hydromécaniques de qualité. En effet la plupart des boîtes de cisaillement ne contrôlent pas la rotation des épontes. Le dispositif développé par Mitani et al [82] maîtrise certes les rotations relatives, mais ce dispositif de mesure de conductivité hydraulique ne permet pas d'appliquer des pressions de fluide supérieures à 0.02 MPa. En fait, ce dispositif (Esaki et al [32]) a été équipé de deux systèmes d'injection de fluide dans l'interface. Le premier injecte un écoulement unidirectionnel dans la direction du cisaillement, la conductivité dépendant alors de la section minimale des vides. Le deuxième pallie ce problème en imposant un écoulement radial mais ne permet pas d'obtenir d'informations locales sur les directions d'écoulement. C'est pour résoudre ces problèmes que le dispositif développé par Hans [50] consiste en une injection centrale donnant lieu à un écoulement radial en cas de conductivité hydraulique isotrope, et ce jusqu'à 20 MPa de pression d'injection de fluide, tout en mesurant les débits sectoriels en sortie de joint.

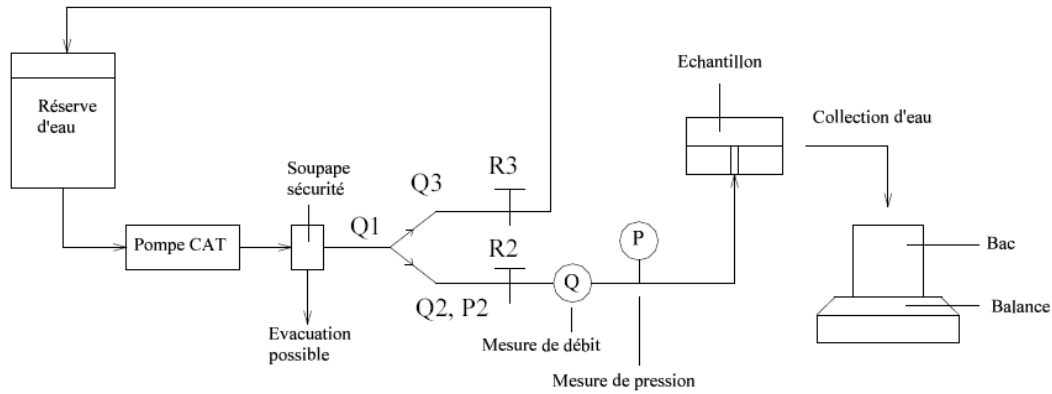


FIG. 4.5 – Représentation schématique du système hydraulique d'injection et de mesure de conductivité. La pompe permet d'injecter l'eau dans le circuit depuis la réserve et à débit  $Q1$  constant.

La figure 4.5 montre une vue schématique du dispositif de mesure de conductivité hydraulique. On y voit, depuis l'amont vers l'échantillon, la réserve d'eau qui envoie l'eau à la pompe volumétrique CAT, débitant au maximum 1000 gr/min de fluide avec une pression d'injection pouvant monter jusqu'à 20 MPa. En sortie de pompe, est installée une soupape de sécurité pour évacuer l'eau si la pression du circuit devient supérieure à 20 MPa. Cette soupape fait également office d'amortisseur de pulsations, empêchant de retrouver les cycles de respiration de la pompe dans les mesures de pression en aval. Ensuite, le circuit se sépare en deux branches, l'une partant à l'évacuation après une première vanne de régulation que nous noterons R3, l'autre conduisant le fluide à

l'échantillon.

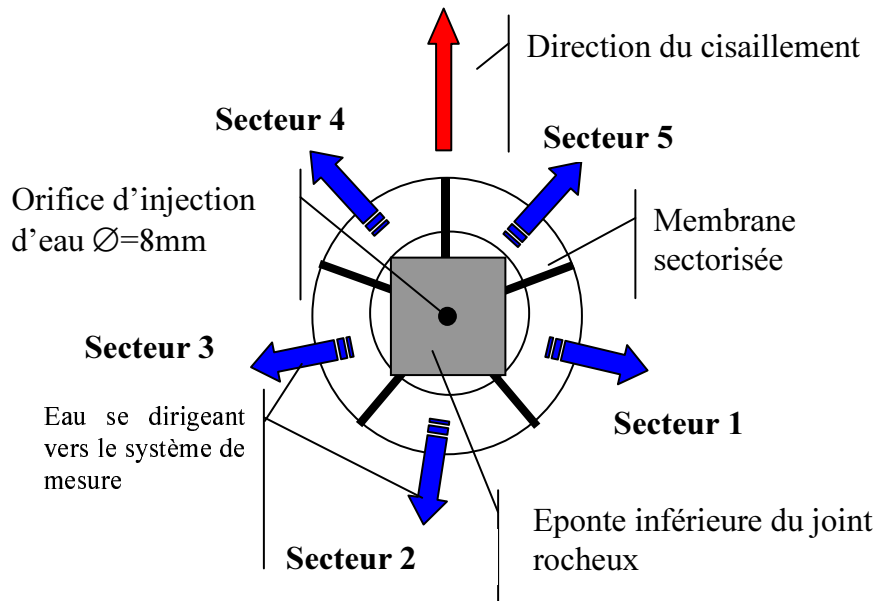


FIG. 4.6 – Schéma d'injection centrale d'eau dans le joint, et de collection périphérique sectorisée d'eau en sortie de joint (Vue de dessus).

Sur cette seconde branche, après une vanne R2, on trouve un transmetteur de pression de marque Rosemount et un débitmètre Danfoss, tous deux permettent de mesurer respectivement pression et débit du fluide allant vers l'échantillon. La pression est mesurée en amont de l'échantillon et nous prenons garde, au cours du dépouillement des essais, de considérer les éventuelles pertes de charge existant entre le transmetteur de pression et l'échantillon. Pour cela, lorsque l'échantillon est ouvert (écoulement libre possible), la pression du fluide à l'injection est égale à la pression atmosphérique qui est à comparer avec la valeur fournie par le transmetteur de pression. Ces pertes de charge sont constantes, pour notre configuration d'essai, et sont de l'ordre de 0.03 MPa.

L'eau en sortie d'échantillon est collectée par une membrane pour arriver dans des bacs posés sur des balances de précision Metler Toledo 3001 (précision au dixième de gramme avec la chaîne d'acquisition). Ce dispositif en sortie d'échantillon permet une étude de l'anisotropie ou plutôt de la directionnalité des écoulements. En effet, l'écoulement que nous imposons est quasi radial et les informations sur l'écoulement par secteurs angulaires permettent une étude de la directionnalité et/ou de l'anisotropie. La membrane conçue par Hans [89] comporte cinq secteurs ayant chacun une ouverture angulaire  $72^\circ$  et le dispositif est logiquement équipé de 5 balances de précision. Nous reprenons également ces cinq secteurs pour la conception de notre membrane même si pour les premières campagnes d'essais nous n'avons pas véritablement étudié

la directionnalité de l'écoulement vu le grand nombre de paramètres auxquels nous sommes déjà confrontés.

La figure 4.6 présente la vue de dessus du joint rocheux avec l'orifice d'injection, et les 5 secteurs qui permettent à l'eau de s'écouler jusqu'au système de pesée. Au cours des essais on mesure le débit d'eau traversant la membrane, la pression d'entrée, et les cinq débits de sortie.

### 4.3 Dispositif laser CalVIN

Il existe de par le monde plusieurs dispositifs de mesure de morphologie d'épentes de joints rocheux et les procédés utilisant une technique de mesure de distance sans contact se révèlent particulièrement efficaces (Grasselli [47], Hans [50], Fardin et al. [33]). De toutes ces machines, rares sont celles qui admettent une mesure d'épente lorsque l'échantillon est encore en place dans le dispositif de cisaillement. Hans [50] a réalisé, grâce au dispositif laser que nous allons présenter, des relevés de morphologies d'épentes au cours d'étapes de cisaillement où de compression et a pu reconstituer l'espace des vides dans le joint rocheux. C'est tout l'intérêt de ce dispositif "CalVIN" conçu par Armand [3] et développé par Hans [50].

La méthode de mesure de morphologie utilisée, fait appel à un relevé par profils orientés suivant l'axe X et décalés d'incrément de déplacement suivant l'axe Y (figure 4.7). Durant le déplacement du capteur, les LVDT renvoient les positions X et Y (en réalité des tensions transformées pour obtenir des déplacements), tandis que le capteur mesure une altitude Z. Le capteur laser doit être positionné à 45 mm de la surface à mesurer (distance de travail de ce modèle de capteur) et sa gamme de mesure est de  $\pm 5$  mm autour de cette distance de travail. On obtient ainsi un fichier de coordonnées (X,Y,Z). Le nombre de profils et de points de mesure par profils est réglé en fonction de la surface et de la précision souhaitée. Précisons finalement que le pilotage comme l'acquisition sont réalisés à partir d'un ordinateur et grâce au logiciel LabWindows-CVI.

La figure 4.8 montre une vue du dispositif installé sur son socle de rangement (1). On peut voir le capteur laser proprement dit (2), capteur de mesure Bullier M5L, monté sur deux axes orthogonaux permettant des déplacements parallèles au plan moyen du joint. Ces deux axes sont motorisés par des moteurs pas à pas sur l'axe Y (3) et à courant continu sur l'axe X (4). Afin de suivre les déplacements et de connaître la position de la tête laser, deux capteurs de déplacement LVDT de marque Sensorex (5) sont montés sur ces mêmes axes. Les deux LVDT ayant chacun une course de 10 cm, nous pouvons scanner une surface de  $100\text{ cm}^2$ . Tout cet ensemble est monté sur une équerre métallique (6) constituant ainsi la base de "CaLVIN" et pouvant être déplacée et fixée dans la BCR3D pour relever des morphologies d'épentes encore en place dans

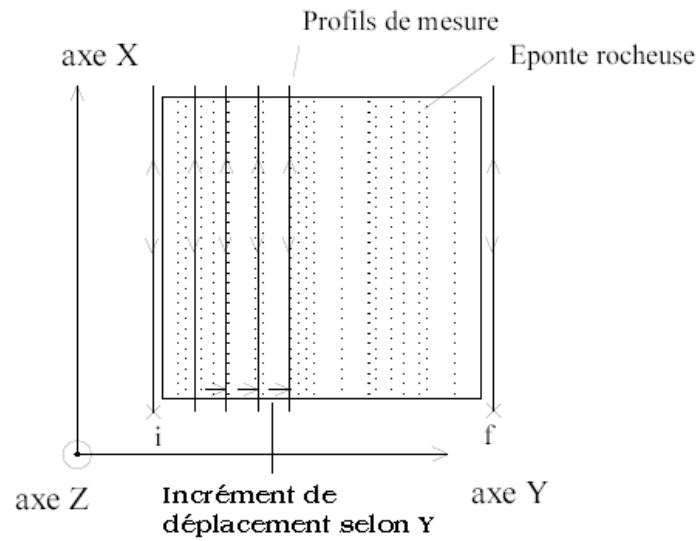


FIG. 4.7 – La méthode de mesure de morphologie d'éponte de joint rocheux. Profils réalisés suivant l'axe X et décalés sur l'axe Y. i : point initial de la mesure, f : point final de la mesure.

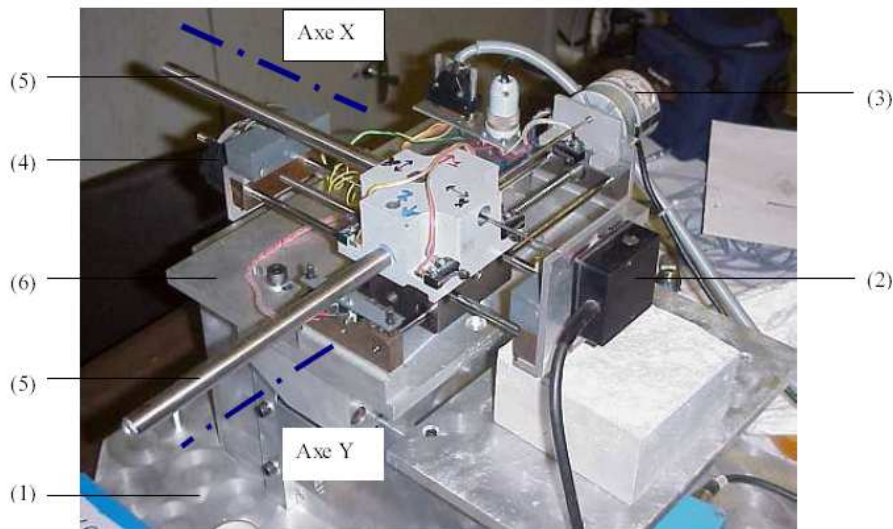


FIG. 4.8 – Vue générale du dispositif CaLVIN sur son socle de rangement (1) en cours de mesure de morphologie d'éponte rocheuse. (2) : Capteur laser Bullier M5L. (3) Moteur pas à pas de l'axe Y. (4) : Moteur à courant continu de l'axe X. (5) Capteurs de déplacement LVDT Sensorex. (6) Equerre métallique amovible.

le dispositif de cisaillement.

Des essais ont été menés pour déterminer la précision de CaLVIN en intégrant les pertes de précision sur l'ensemble de la chaîne d'acquisition. Il ressort de ces essais que la précision de mesure est :

- 1 centième de millimètre sur les axes X et Y.
- 2 centièmes de millimètre pour l'altitude Z.

## 4.4 Matériaux testés

Cette étude s'inscrit dans le cadre plus général des investigations menées par l'INERIS sur le massif calcaire de Coaraze, comprenant une approche in situ et une approche en laboratoire. Ce site (qui est développé par Géosciences Azur dans la région niçoise au sud-est de la France) a pour but d'étudier le comportement hydrodynamique d'un milieu fracturé à une échelle intermédiaire entre le laboratoire et le réservoir de volume kilométrique. Le site expérimental constitue la partie inférieure d'un petit massif fissuré calcaire situé dans les Alpes-Maritimes et structuré par trois familles de discontinuités : les joints de stratification N50-45SE et deux familles de fractures N140 et N60 subverticales. Une vanne a été installée sur la source qui draine le massif de manière à provoquer des augmentations de pressions interstitielles en amont dans les calcaires. Toutes les limites du site sont imperméables et définissent ainsi un volume de roche artificiellement saturé de l'ordre de  $19000\text{ m}^3$ . Les fractures et la matrice rocheuse sont instrumentées par des extensomètres (précision  $0.5\text{ m/m}$ ), des capteurs de pression interstitielle (précision  $0.01\text{ bar}$ ) et des thermomètres (précision  $0.1^\circ\text{C}$ ) dans une partie du volume de roche saturé de  $1500\text{ m}^3$ . Des mesures des déplacements en surface sont effectuées avec des inclinomètres en silice (précision de  $0.5\text{ mm/m}$  selon X,Y,Z). Les mesures sont acquises en continu à des pas de temps variables de 6s à 1h selon la durée des expériences. La présente partie concerne uniquement les études de laboratoire en relation avec les essais de terrain sur le massif de Coaraze. Les essais présentés consistent en :

- Des essais classiques de caractérisation de la matrice rocheuse, en compression simple.
- Des essais dits préliminaires de compression pure sur fractures, jusqu'à contrainte normale très élevée, avec observation visuelle de la dégradation.
- Des essais hydro-mécaniques de compression pure sur fractures et sur joints structuraux, jusqu'à contrainte normale élevée, avec prise préalable d'empreinte en vue de fabrication et test ultérieur de répliques, et avec relevé (scan) d'évolution de morphologie.



#### 4.4.1 Essais de caractérisation de la matrice rocheuse, en compression simple (uniaxiale)

##### 4.4.1.1 Préparation des échantillons

Pour les essais de caractérisation de la matrice rocheuse, la préparation des échantillons est effectuée selon la norme ASTM. 3 échantillons de diamètre 63 mm et d'élancement voisin de 2, respectivement référencés "Ma1" (figure 4.9), "Ma2", et "Ma3", ont été carottés et sciés dans les carottes existantes, leurs faces planes ont été rectifiées, et ils ont été équipés chacun de 4 jauges de déformation (2 axiales et 2 transversales). Les jauges axiales ont été placées selon 2 génératrices opposées, tandis que les 2 jauges transversales ont été collées en position diamétralement opposée.



FIG. 4.9 – Echantillon "Ma1" avant test de compression simple

##### 4.4.1.2 Procédures expérimentales

Les échantillons ont été testés en compression simple (figure 4.10), sans confinement, à déplacement imposé à la vitesse axiale de 0.05 mm/seconde.

En référence au tableau 4.2, on constate une très grande hétérogénéité sur les échantillons en terme de résistance à la compression simple (du simple au double). Cette hétérogénéité se lit moins sur les modules d'Young (dans un rapport 1 à 1.54).

#### 4.4.2 Essais de compression pure mécanique

Il n'était prévu un seul essai préliminaire sur un échantillon de fracture de petite taille, mené jusqu'à une contrainte normale très élevée (plus de 100



FIG. 4.10 – Echantillon "Ma1" rompu

Eprouvette	Rc (MPa)	E (static)(GPa)	$\nu$ (static)
Ma1	85,5	44,4	0,298
Ma2	173	68,3	0,308
Ma3	113,7	62,3	0,338

TAB. 4.2 – Récapitulation des résultats de compression pure des 3 échantillons (Ma1, Ma2, et Ma3)

MPa). Nous avons opté pour un échantillon de forme rectangulaire d'environ  $3.5 \text{ cm}^2$ . Ce fut l'essai sur l'échantillon de fracture  $F0$ . Le calcaire s'est révélé plus résistant que le mortier de scellement, si bien que celui ci a été poinçonné dès une contrainte normale relativement faible. Nous avons abandonné cet essai, et revu le mode de scellement en armant le mortier de scellement, ce qui a donné l'essai sur l'échantillon  $F'0$ .

#### 4.4.2.1 Préparation des échantillons

La procédure de préparation des échantillons décrite ci-dessous ( paragraphe 4.4.2.2), figures 4.12 à 4.15 notamment, est celle qui a été mise en oeuvre pour tous les échantillons, mis à part le fait que les échantillons circulaires (F1, F2, JS1, JS2) ont été carottés et non sciés.

#### 4.4.2.2 Essai de compression pure sur la fracture $F0$

L'échantillon est presque rectangulaire de dimensions voisines de  $14.6 \times 23.5 \text{ mm}$ , pour une aire de  $3.448 \text{ cm}^2$ . La figure 4.11 présente une vue de la carotte et des épontes de la fracture dans laquelle ont été prélevés les échantillons  $F0$  et  $F'0$ .



FIG. 4.11 – Vue de la fracture dans laquelle ont été prélevés les échantillons  $F0$  et  $F'0$ .

La figure 4.12 montre le conditionnement de la fracture (Réunion en position, protection avec scotch armé, et scellement dans du mortier) avant sciage. Les figures 4.13 et 4.14 donnent le résultat du sciage : l'échantillon  $F0$ , et un échantillon "de secours",  $F'0$ . La figure 4.15 présente l'éponte inférieure de la fracture  $F0$ , scellée dans sa demi-boîte interne, juste avant prise d'empreinte au silastic. Les figures 4.16 et 4.17 sont des photos des deux épontes de la fracture  $F0$ , scellées dans leurs demi-boîtes internes respectives, après compression modérée (18 MPa). L'éponte supérieure est légèrement endommagée sur ses bords.

La figure 4.18 donne la courbe contrainte normale-déplacement relatif normal correspondant aux cycles de compression pure de cet essai considéré comme mauvais puisque le scellement a été prématurément endommagé. L'essai mécanique a donc été stoppé.

#### 4.4.2.3 Essai de compression simple sur la fracture $F'0$

L'échantillon est presque rectangulaire de dimensions voisines de 24 x 16 mm, pour une aire de 3.841 cm<sup>2</sup>. Les épontes supérieure et inférieure sont représentées respectivement figures 4.22 et 4.23. L'essai de compression simple est représenté respectivement sur les figures 4.19 (jusqu'à 80 MPa) et 4.20 (jusqu'à 150 MPa). On constate que le système d'armature du scellement, mis en oeuvre pour éviter son poinçonnement, semble avoir correctement fonctionné, car le déplacement relatif normal sous contrainte est assez plausible.

Nous présentons ici l'essai cyclique réalisé sur l'échantillon  $F'0$ . L'essai ne



FIG. 4.12 – Conditionnement des deux épontes de la fracture avant sciage.



FIG. 4.13 – Echantillon de fracture *F0* brut de sciage.



FIG. 4.14 – Le sciage a permis de prévoir également un échantillon "de secours"  $F'0$ .



FIG. 4.15 – Le sciage a permis de prévoir également un échantillon " de secours"  $F0$ .





FIG. 4.16 – Eponte inférieure de la fracture  $F0$  après compression.



FIG. 4.17 – Eponte supérieure de la fracture  $F0$  après compression.

débute pas à charge nulle, car on applique une (faible) charge normale, suffisante lors de la mise en place de l'échantillon pour qu'il n'y ait pas de déplacement relatif tangentiel au moment du serrage des boîtes internes dans les boîtes externes.

La figure 4.21 montre le résultat obtenu pour l'essai cyclique. La compression du joint se traduit par une augmentation du déplacement relatif normal (ici  $[u]$  positif en compression est une convention souvent utilisée pour les essais de compression simple). Ces courbes ne sont pas comparables aux courbes classiques de compression simple de Bandis et al [5] par exemple (voir figure 2.7). Le cycle d'hystérésis très important est représenté par la figure 4.21.

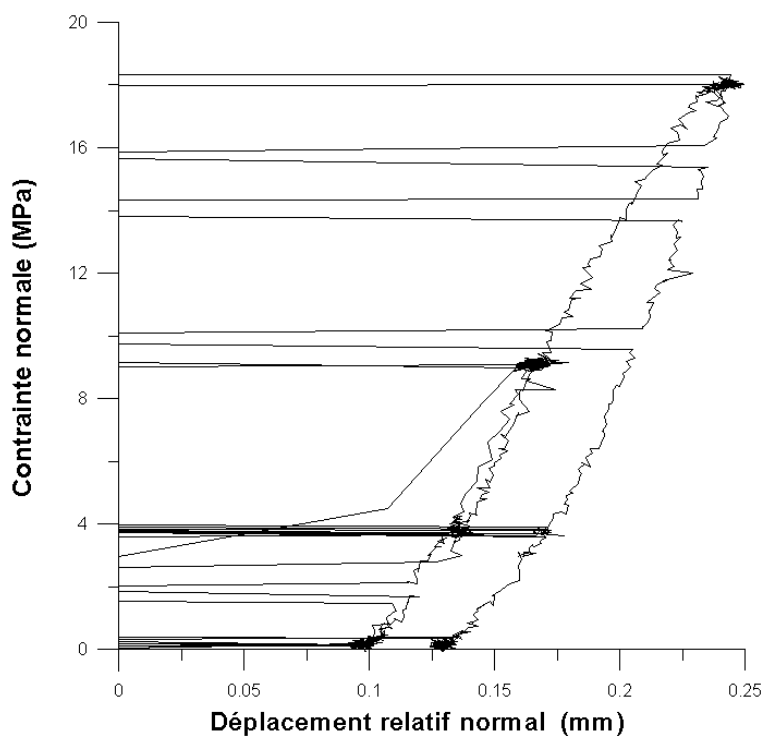


FIG. 4.18 – Echantillon de fracture  $F0$ , contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal durant les cycles de compression simple.

Aucune dégradation visible n'est apparue lors de la compression à 80 MPa. Par contre, les figures 4.24 et 4.25 fournissent une vue des épontes, partiellement dégradées après compression jusqu'à 120 MPa. Enfin, les figures 4.26 et 4.27 montrent l'extrême dégradation des épontes après compression jusqu'à 150 MPa.

Par ailleurs, on peut noter la production de matériau brogé (gouge material) due à la compression, aux niveaux de contrainte élevés.

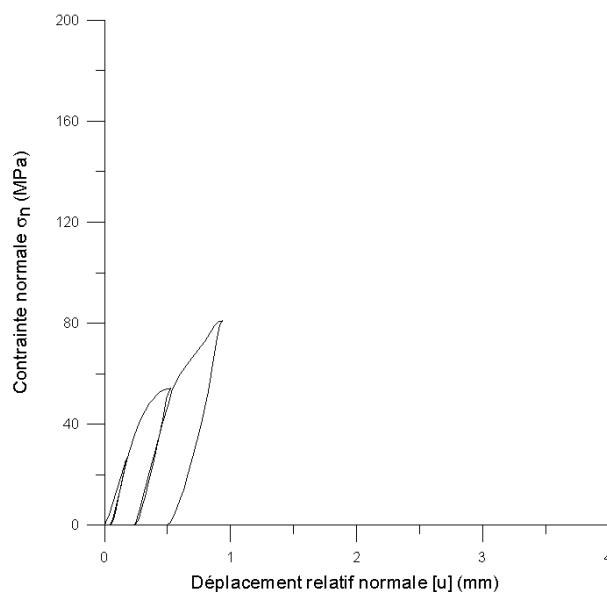


FIG. 4.19 – Essai de compression simple cyclique sur la fracture  $F'0$  jusqu'à 80 MPa, contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal durant les cycles de compression simple.

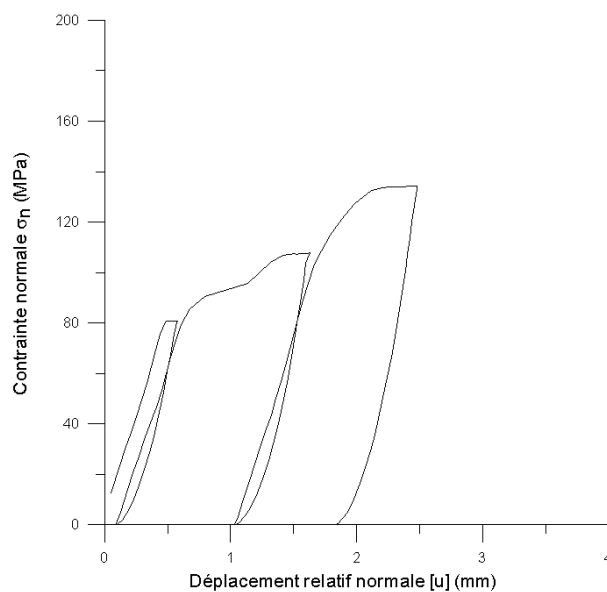


FIG. 4.20 – Essai de compression simple cyclique sur la fracture  $F'0$  jusqu'à 150 MPa, contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal durant les cycles de compression simple.



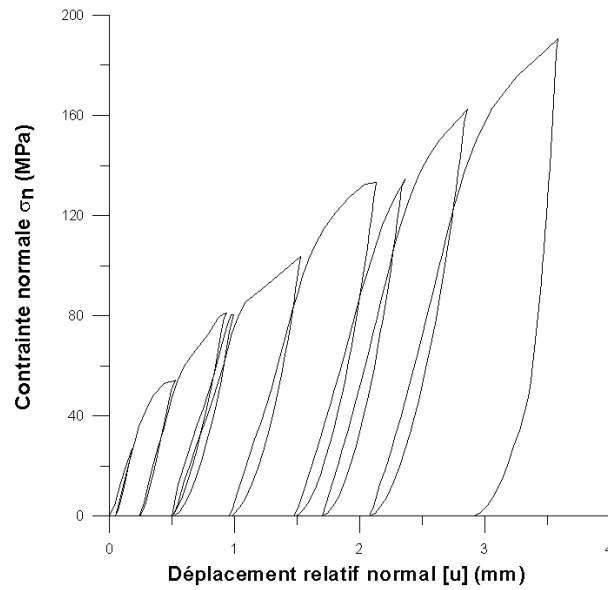


FIG. 4.21 – Essai de compression simple cyclique sur la fracture  $F'0$ , contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal durant les cycles de compression simple.



FIG. 4.22 – Eponte supérieure de fracture  $F'0$ , dans son état initial, scellée dans la demi-boîte interne supérieure.



FIG. 4.23 – Eponte inférieure de fracture  $F'0$ , dans son état initial, scellée dans la demi boîte interne inférieure.



FIG. 4.24 – Eponte supérieure de fracture  $F'0$ , après compression jusqu'à 120 MPa.



FIG. 4.25 – Eponte supérieure de fracture  $F'0$ , après compression jusqu'à 120 MPa.



FIG. 4.26 – Eponte supérieure de fracture  $F'0$ , après compression jusqu'à 150 MPa.

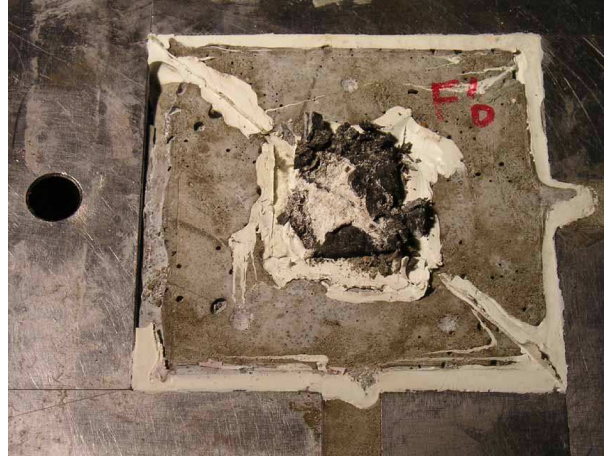


FIG. 4.27 – Eponte supérieure de fracture  $F'0$ , après compression jusqu'à 150 MPa.

#### 4.4.3 Hypothèses adaptées et calcul de la transmissivité

Du point de vue hydraulique, un joint rocheux est généralement approché comme un volume intérieurement rugueux de faible épaisseur moyenne  $e$  selon la direction  $Z$  normale au plan moyen de ce volume. Un débit  $Q$  de fluide sous pression  $p$  et soumis à un gradient de pression dans la direction du plan s'écoule à travers ce joint. La perméabilité de la matrice rocheuse n'est pas prise en compte. Afin de se rattacher à des résultats connus et d'obtenir des éléments de comparaison (surtout avec des écoulements possibles dans la roche), des auteurs (Esaki et al [82], Lee et al [75], Hans et al [51]) ont l'habitude de décrire le joint rocheux comme un milieu poreux de perméabilité  $k$  dans lequel s'écoule le fluide. Nous supposons la même hypothèse avec le joint rocheux étudié ici. Le calcul conduisant à la transmissivité intrinsèque depuis les données hydrauliques ainsi que les hypothèses admises sont précisées ci après. Nous faisons les hypothèses suivantes :

- Géométrie de domaine 2D et annulaire, de rayon interne  $r_i$  et de rayon externe  $r_e$  (figure 4.28).
- Conditions aux limites en pression : au rayon  $r_i$ ,  $p = p_i$  et au rayon externe  $r_e$ ,  $p = p_e$  également imposée (figure 4.28).

En chaque point du joint rocheux, on peut décrire le vecteur vitesse du fluide  $\underline{v}$  (dimension  $[L].[T]^{-1}$ ) comme une fonction de la charge hydraulique  $h$  (dimension  $[L]$ ) et du tenseur de perméabilité  $\underline{K}$  (dimension  $[L].[T]^{-1}$ ). Selon la loi de Darcy pour un écoulement laminaire sans forces de gravité sous la forme :

$$\underline{v} = -\underline{K} * \underline{grad}(h) \quad (4.1)$$

avec, dans le cas d'isotropie de perméabilité :

$$\underline{\underline{K}} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & K \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

$$\underline{\underline{grad}}(h) = \underline{\underline{grad}}\left(z + \frac{p}{\gamma_w}\right) = \underline{\underline{grad}}(z) + \underline{\underline{grad}}\left(\frac{p}{\gamma_w}\right) \quad (4.3)$$

Comme le plan moyen de joint est horizontal  $\underline{\underline{grad}}(z) = 0$ , et donc :

$$\underline{v} = -\underline{\underline{K}} * \underline{\underline{grad}}\left(\frac{p}{\gamma_w}\right) = -\frac{\underline{\underline{K}}}{\gamma_w} * \underline{\underline{grad}}(p) \quad (4.4)$$

Si l'on considère le problème dans le plan de l'interface en considérant une vitesse moyenne sur  $Z$ , le point de vue 3D peut être réduit à 2D. On considère alors le tenseur de perméabilité  $\underline{\underline{K}}$  dans la base (x,y). S'agissant de la perméabilité isotrope, il est d'usage de ramener le coefficient de perméabilité  $K$  à une perméabilité intrinsèque  $K_i$  (dimension  $[L^2]$ ) indépendante des propriétés du fluide, on a alors :

$$\underline{\underline{K}} = \frac{\gamma_w}{\mu_w} K_i \quad (4.5)$$

Soit, compte tenu de la symétrie, de l'homogénéité et de l'isotropie, selon la direction radiale, avec vitesse radiale  $v$  et gradient radial de pression  $\frac{dp}{dr}$  :

$$v = -\frac{K}{\gamma_w} * \frac{dp}{dr} = -\frac{K_i}{\mu_w} * \frac{dp}{dr} \quad (4.6)$$

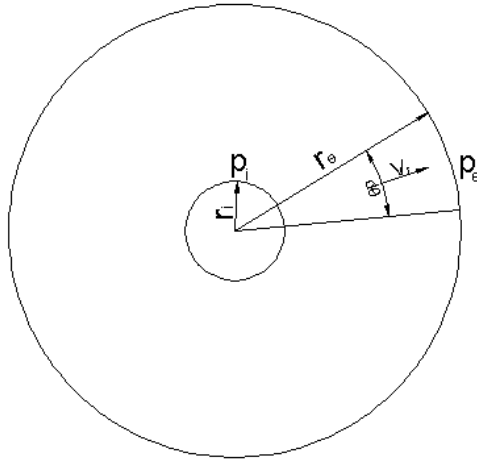


FIG. 4.28 – Ecoulement radial dans un secteur d'ouverture  $d\theta$

Dans le cas d'un liquide incompressible, la loi de conservation du volume de fluide percolant, dans un secteur d'angle au centre  $d\theta$ , implique  $r * v * d\theta =$

$Cte$ ,  $\forall r$ , soit encore, compte tenu de loi Darcy :

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left( r \frac{\partial p}{\partial r} \right) = \left( \frac{\phi \mu_w}{K} \right) \frac{\partial p}{\partial t} \quad (4.7)$$

En régime permanent d'écoulement nous avons :

$$\frac{1}{r} \frac{d}{dr} \left( r \frac{dp}{dr} \right) = 0 \quad (4.8)$$

L'intégration de cette équation différentielle donne, avec  $C$  et  $D$  constantes :

$$\begin{aligned} r \frac{dp}{dr} &= C \quad \text{donc} \quad \frac{dp}{dr} = \frac{C}{r} \\ p &= C \ln(r) + D \end{aligned} \quad (4.9)$$

Finalement la distribution de pression dans le joint annulaire est logarithmique par rapport au rayon :

$$p = \frac{p_i * \ln\left(\frac{r}{r_e}\right) - p_e * \ln\left(\frac{r}{r_i}\right)}{\left(\ln\frac{r_i}{r_e}\right)} \quad (4.10)$$

et la vitesse radiale est en  $r^{-1}$  :

$$v = - \frac{K_i}{\mu_w \ln\left(\frac{r_i}{r_e}\right)} * \frac{p_i - p_e}{r} \quad (4.11)$$

L'écoulement est purement radial et le débit  $Q$  traversant l'interface s'écrit :

$$Q = v * A = v * e * 2\pi r = - \frac{2\pi K_i e (p_i - p_e)}{\mu_w \ln\left(\frac{r_i}{r_e}\right)} \quad (4.12)$$

En utilisant la transmissivité intrinsèque  $T = K_i * e$  :

$$Q = - \frac{2\pi T (p_i - p_e)}{\mu_w \ln\left(\frac{r_i}{r_e}\right)} \quad (4.13)$$

$$Q = - \frac{2\pi T (p_i - p_e)}{\mu_w \ln\left(\frac{r_i}{r_e}\right)} \quad (4.14)$$

Et la valeur de transmissivité intrinsèque peut être exprimée en fonction de la géométrie, des conditions aux limites, et du débit :

$$T = \frac{\ln\left(\frac{r_e}{r_i}\right)}{2\pi} \cdot \mu_w \cdot \frac{Q}{(p_i - p_e)} \quad (4.15)$$

Avec  $Q$  en  $m^3/s$ ,  $p$  en  $Pa$  et  $\mu_w$  en  $Pa.s$ .

#### 4.4.4 Essais de compression pure hydromécanique

Nous présenterons, en première partie dans ce paragraphe, les résultats des essais hydromécaniques de compression simple sur les joints F1 et F2, ensuite les résultats des essais hydromécaniques de compression simple sur les joints JS1 et JS2 et en fin l'ensemble des remarques et conclusions tirées de cette étude.

Rappelons que la procédure de préparation des échantillons F1, F2, JS1 et JS2 a été décrite au paragraphe 4.4.2.2 (figures 4.12 à 4.15) à ceci près que ces échantillons sont circulaires.

##### 4.4.4.1 Les échantillons F1 et F2

Les essais hydromécaniques ont été conduits ainsi :

- Des paliers de contrainte normale ont été appliqués aux fractures (typiquement 40 MPa, 60 MPa, 80 MPa, 110 MPa, avec une vitesse de montée en contrainte de 1 MPa/s), au cours desquels toutes les variables mécaniques ont été mesurées (déplacement relatif normal, contrainte normale, déplacements relatifs tangentiels éventuels).

Ces courbes de contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal sont présentées aux figures 4.29, 4.30 et 4.31. Et l'ensemble de ces courbes est présenté à la figure 4.32 pour joint F1, et respectivement aux figures A.10, A.11, A.12 et A.13, pour le joint F2.

- Lors de chacun de ces paliers, un écoulement d'eau a été appliqué par paliers également, à l'orifice inférieur de l'éponte intérieure (diamètre 3 mm), à paliers de débit croissant ou décroissant selon le cas, pendant lesquels ont été mesurés débit et pression d'entrée, et débits sectoriels de sortie. La durée de chacun de ces paliers de débit a été variable. Pour chacun d'eux, nous avons attendu qu'un régime permanent d'écoulement s'établisse. Les débit et pression d'entrée des régimes permanents ont été interprétés en termes de conductivité hydraulique. On espère avoir ainsi mesuré la conductivité en régime laminaire aux faibles débits, et probablement la conductivité en régime plus ou moins turbulent aux débits élevés. Nous verrons plus loin que nous avons caractérisé le régime en terme de Nombre de Reynolds.

Avant de s'intéresser à l'évolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la sollicitation mécanique (figures 4.37 et 4.38), regardons comment évolue le débit d'injection en fonction de la pression d'eau en cours d'essai (différentes étapes de contrainte normale) aux les figures 4.33, 4.34 et 4.35. Et l'ensemble de ces courbes sont présentées à la figure 4.36 pour le joint F1 et respectivement aux figures A.14, A.15, A.16 et A.17, pour le joint F2.

- Après chacun des paliers de contrainte, la morphologie des deux épontes a été relevée.

Dans notre modèle constitutif, les paramètres en échelle micro n'interviennent pas, donc nous ne présentons pas ces résultats. Mais nous allons présenter une méthode de calcul de JRC en utilisant les paramètres en échelle micro.

Mais tout ne s'est pas passé comme prévu :

- Les épontes de la fracture F1 se sont révélées extrêmement rigides, si bien qu'aucune dégradation vraiment visible n'était apparue après le palier de contrainte à 60 MPa. Nous avons donc décidé d'extraire les deux demi boîtes de la machine (avec leurs épontes scellées), de recarotter l'échantillon au diamètre 30 mm (son diamètre initial était de 40 mm), puis de réinstaller les deux demi boîtes pour accéder aux niveaux de contrainte supérieurs.
- Au vu de cette expérience, nous avons recarotté l'échantillon de fracture F2 (qui avait initialement été préparé au diamètre 40 mm) au diamètre 30 mm avant début d'essai. L'essai sur la fracture F2 a donc été mené de bout en bout au diamètre 30 mm.

Sans avancer de conclusions prématurées avant d'avoir présenté et analysé les résultats d'essais, il nous est apparu que nous nous étions peut-être fixé deux objectifs parfois contradictoires pour ces essais : Mesurer les variations de conductivité hydraulique sous contrainte normale, jusqu'à des valeurs élevées de contrainte normale, et mesurer les variations de morphologie d'épontes associées à ces sollicitations. Les essais au diamètre extérieur 30 mm avec orifice d'injection de diamètre 3 mm sont probablement entachés d'une incertitude importante en termes de conductivité hydraulique, en raison de leur seule géométrie. Mais ce diamètre extérieur est nécessaire, compte tenu des caractéristiques de la machine d'essai, pour parvenir à une dégradation mesurable des épontes.

Les figures 4.37 et 4.38 présentent les transmissivités intrinsèques en fonction de la contrainte normale et de l'énergie normale imposée (cf. paragraphe 5.4.4), pour les essais F1 et F2 respectivement. Nous verrons au chapitre 5 que nous pouvions formuler l'évolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale et de l'énergie normale imposée sur le joint.

#### 4.4.4.2 Les échantillons JS1 et JS2

Au vu de notre expérience précédente, nous avons carotté les échantillons de fractures JS1 et JS2 au diamètre 40 mm au début d'essai. Nous avons conduit les essais hydromécaniques comme suit :

- Des paliers de contrainte normale ont été appliqués aux fractures (typiquement 40 MPa, 60 MPa avec une vitesse de montée en contrainte de 1 MPa/s), au cours desquels toutes les variables mécaniques ont été mesurées (déplacement relatif normal, contrainte normale, déplacements relatifs tangentiels éventuels).



Les courbes de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal sont présentées aux figures B.1 et B.2 en annexe B. Et l'ensemble de ces courbes est présenté à la figure B.3 pour le joint JS1, et respectivement aux figures B.8, B.9 et B.10, pour le joint JS2.

- Lors de chacun de ces paliers, un écoulement d'eau a été appliqué par paliers également, à l'orifice intérieur de l'éponte inférieure (diamètre 3 mm), à débit croissant ou décroissant selon le cas, pendant lesquels ont été mesurés débit et pression d'entrée, et débits sectoriels de sortie. La durée de chacun de ces paliers de débit a été variable. Pour chacun d'eux, nous avons attendu qu'un régime permanent d'écoulement s'établisse. Les débits et pressions d'entrée des régimes permanents ont été interprétés en termes de conductivité hydraulique. On espère avoir ainsi mesuré la conductivité en régime laminaire aux faibles débits, et probablement la conductivité en régime plus ou moins turbulent aux débits élevés.

Avant de s'intéresser à l'évolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la sollicitation mécanique (figures B.7 et B.12), regardons comment évoluent débit d'injection en fonction de la pression d'eau en cours d'essai (différentes étapes de contrainte normale) aux figures B.4 et B.5. L'ensemble de ces courbes est présenté à la figure B.6 pour le joint JS1 et respectivement à la figure B.11 le joint F2, seulement pour le palier de 43 MPa.

- Après chacun des paliers de contrainte, la morphologie des deux épontes a été relevée.

Dans notre modèle constitutif, les paramètres en échelle micro n'interviennent pas donc nous ne présentons pas ces résultats. Mais nous allons montrer une méthode d'évaluation calculant le JRC en utilisant les paramètres en échelle micro.

Mais tout ne s'est pas passé comme prévu, car dans le deuxième cycle de l'essai sur le joint JS2, il y a eu des fuites importantes. Nous avons donc seulement fait l'essai mécanique pour le palier de 60 MPa.

## 4.4.5 Résultats et discussion des résultats

### 4.4.5.1 Aspects mécaniques

Nous exposons les résultats pour toutes les séries d'essais hydromécaniques de compression simple en annexe A pour les essais F1 et F2 et en annexe B pour les essais JS1 et JS2. Abordons cette présentation de résultats d'un point de vue mécanique. Dans un premier temps, pour la clarté des courbes et des explications, nous choisirons un essai comme base d'analyse. Ce sera l'échantillon F1. Ainsi nous pourrions étudier les résultats obtenus et cerner l'ensemble des phénomènes rencontrés. Si une particularité est relevée au cours d'un essai, nous en ferons part mais dans la plupart des cas, l'analyse qualitative est

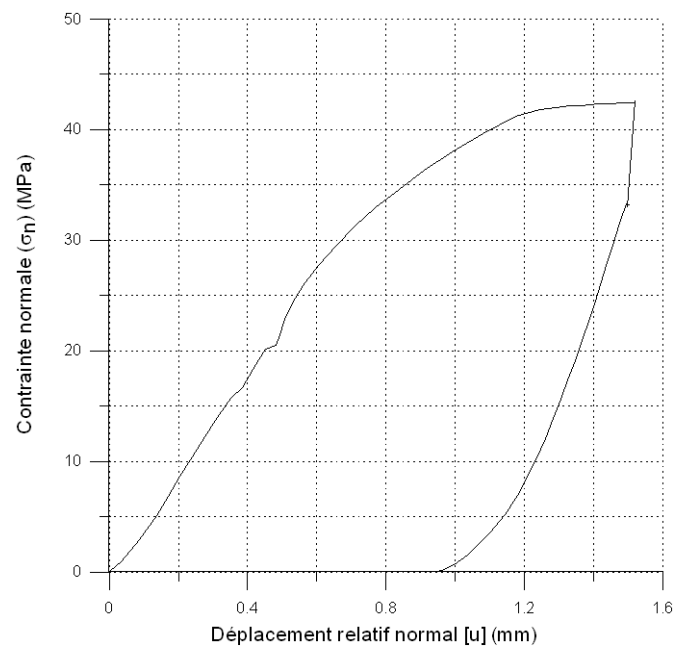


FIG. 4.29 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F1 ( $\sigma_n = 0 - 20 - 40$  MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

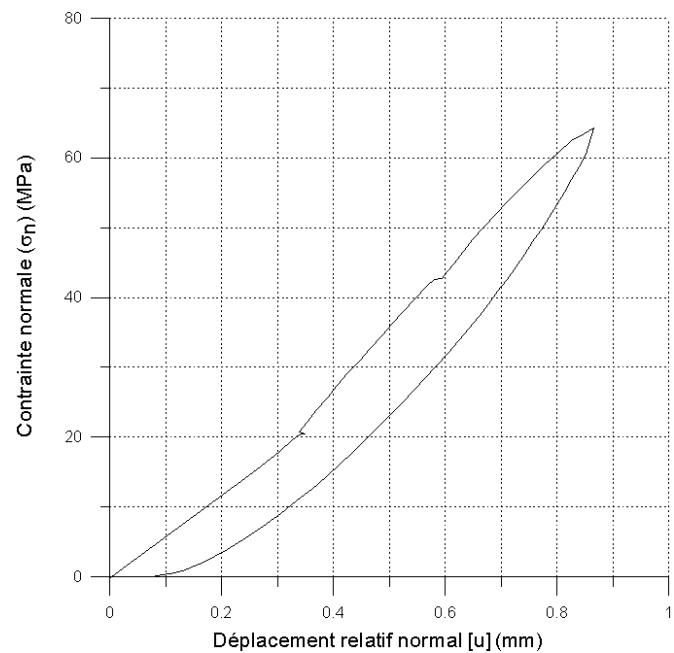


FIG. 4.30 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F1 ( $\sigma_n = 0 - 70$  MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

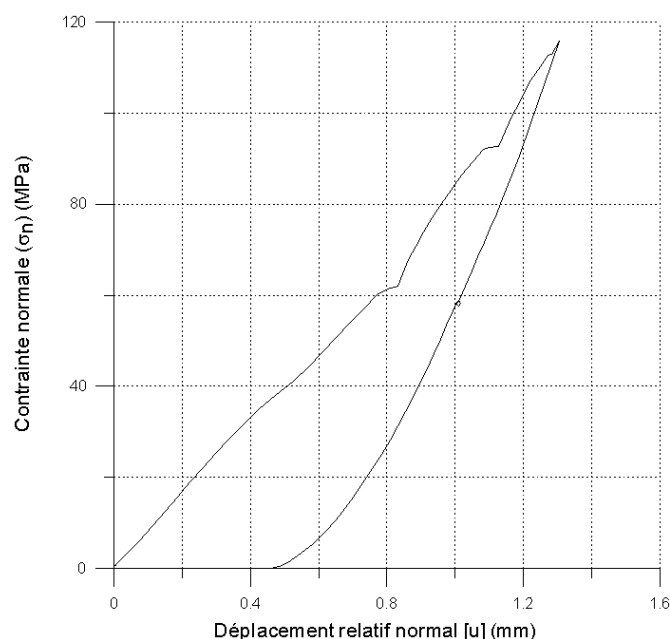


FIG. 4.31 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F'1 ( $\sigma_n = 0 - 120$  MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

la même pour tous les essais. Comme le calcaire s'est révélé plus dur que le mortier de scellement renforcé, nous avons noté un déplacement relatif normal progressif sous une contrainte normale constante (on peut l'appeler fluage en mécanique de roche), donc nous avons corrigé les courbes de déplacement relatif normal en éliminant ces déplacements.

Nous nous intéressons au plan "Contrainte normale - Déplacement relatif normale" qui fait l'objet des figures 4.29, 4.30 et 4.31. Pour l'essai présenté, 3 cycles (figure 4.32) de chargement ont été appliqués (deux cycles jusqu'à 40 MPa et 70 MPa et un cycle jusqu'à 120 MPa). Rappelons qu'à chaque étape de chargement, l'opérateur attend que le régime permanent hydraulique soit établi, cela dure quelques minutes.

La réponse observée figure 4.32 est celle d'un joint soumis à des cycles de compression simple tel qu'on le voit dans les essais classiques (Barton [10]). Nous pouvons distinguer un raidissement du matériau au cours de la compression. On voit le déplacement relatif normal décroître non linéairement avec l'augmentation de la contrainte normale. Puis, comme pour beaucoup de joints, le chemin de décharge diffère de celui de la charge. Cet hystérésis se traduit, par un déplacement relatif normal plastique important lors du premier cycle charge-décharge. En effet, une fois revenu à une contrainte normale nulle, on constate un déplacement relatif normal rémanent de plus de 0.9 mm.

Pour le cycle suivant, l'hystérésis en charge-décharge est moins important

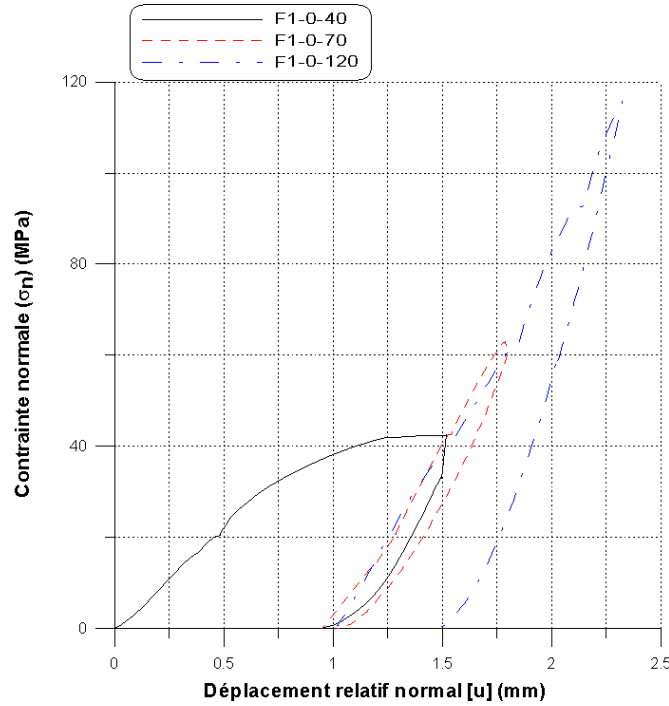


FIG. 4.32 – Essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F1, contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

et la décharge ne suit pas le même chemin que pour le premier cycle. On constate de plus un retour élastique dans le deuxième cycle. Lors du troisième et dernier cycle, le chemin de charge coïncide avec celui du second cycle et on voit progressivement un raidissement du joint. La décharge quant à elle, est approximativement parallèle à la décharge du deuxième cycle.

#### 4.4.5.2 Calcul du nombre de Reynolds

Le nombre de Reynolds  $R_e$ , permettant de décrire la nature (laminaire ou turbulente) de l'écoulement, est déterminé en utilisant relation suivante :

$$R_e = \frac{\bar{v} D_h}{\nu_w} \quad (4.16)$$

Avec

- $\bar{v}$  : Vitesse du fluide,
- $D_h$  : Diamètre hydraulique  $D_h = 2 * e$  dans le cas d'un écoulement entre deux plans distants  $e$ ,
- $\nu_w$  : Viscosité cinématique du fluide,

A un rayon  $r$  donné autour de l'orifice d'injection, sous l'hypothèse de conductivité hydraulique isotrope :

$$\bar{v} = \frac{Q}{2\pi r e} \quad (4.17)$$

donc

$$Re = \frac{Q}{\pi \nu_w r} \quad (4.18)$$

Dans cette étude, on suppose classiquement que la valeur critique du nombre de Reynolds pour un écoulement entre deux plans lisses est 2000, et correspond à la transition d'un écoulement laminaire à un écoulement turbulent.

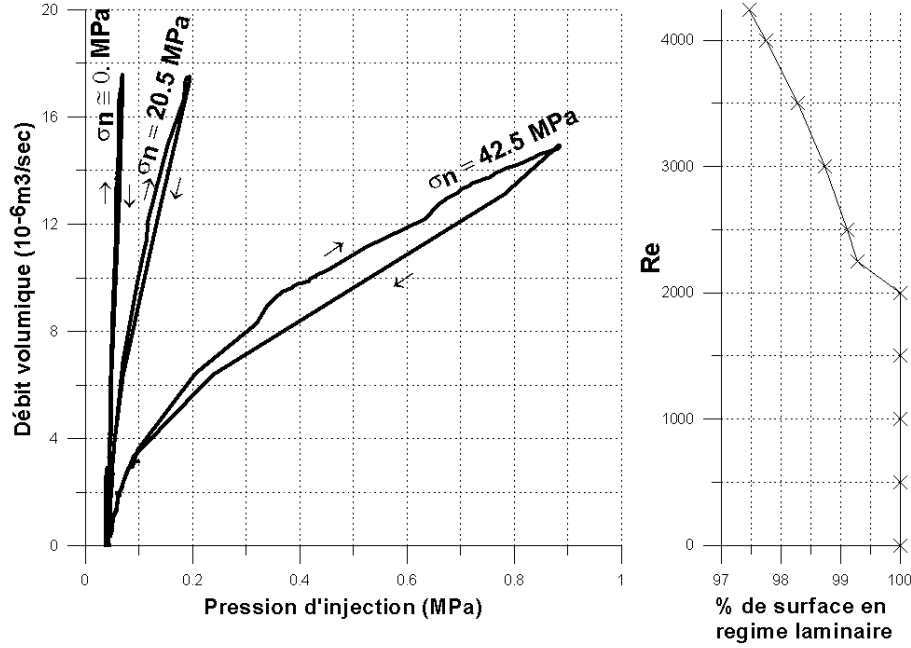


FIG. 4.33 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F1 ( $\sigma_n = 0 - 20 - 40$  MPa), débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection.

#### 4.4.5.3 Aspects hydromécaniques

Dans ce paragraphe, nous regardons comment évoluent la pression d'injection et débit d'injection à différentes étapes de la sollicitation mécanique sur le joint F1. Nous observerons l'évolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la sollicitation mécanique au paragraphe 4.4.6. Nous séparons les différents cycles sur les figures 4.33, 4.34 et 4.35 afin de rendre la lecture de courbe plus compréhensible. La figure 4.36 présente l'ensemble de ces courbes replacées dans leur contexte.

Par exemple, la figure 4.34 précise la valeur du débit injecté traversant le joint et la pression à l'orifice d'injection au cours de l'essai de compression simple. Au cours de ces excursions hydrauliques, le débit imposé est compris entre 0.0 et  $12 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{sec}^{-1}$ , et la pression d'entrée peut monter jusqu'à 3.6 MPa lorsque la contrainte normale est suffisamment importante (soit 65 MPa

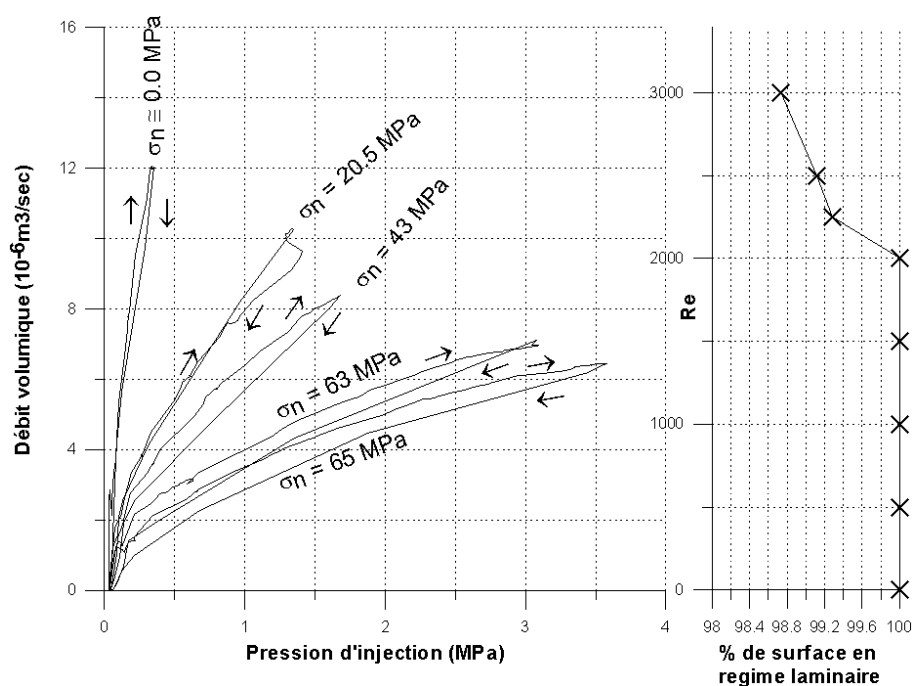


FIG. 4.34 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F1 ( $\sigma_n = 0-70 \text{ MPa}$ ), débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection.

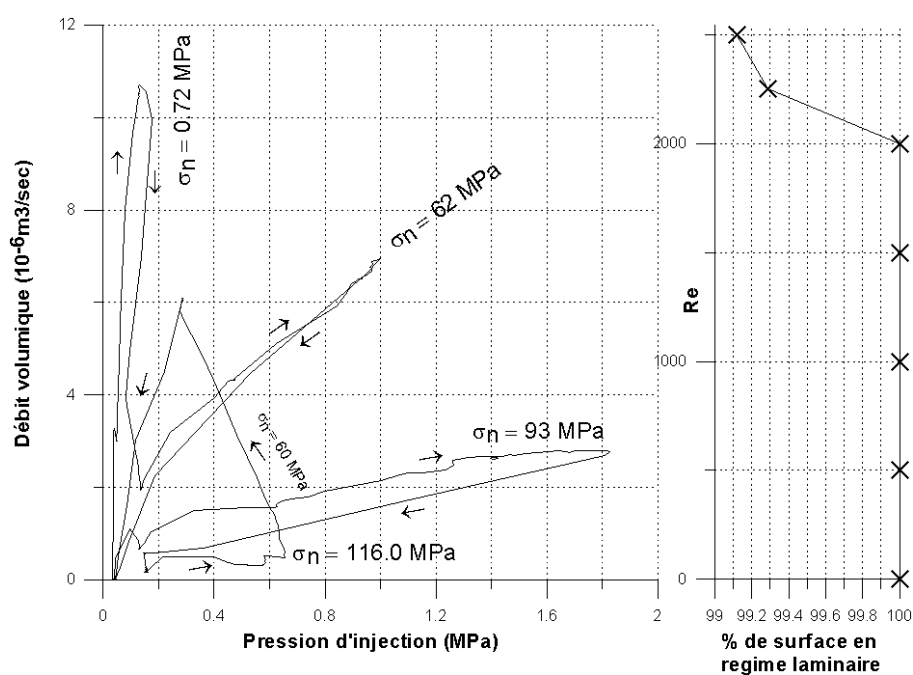


FIG. 4.35 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F'1 ( $\sigma_n = 0-116 \text{ MPa}$ ), débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection.

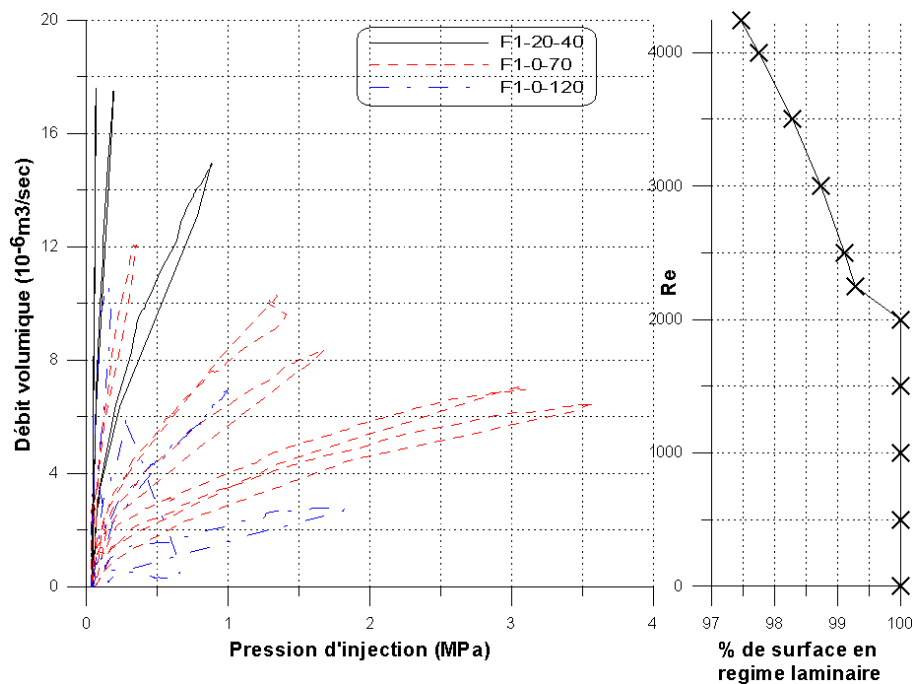


FIG. 4.36 – Essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F1, débit volumique d’eau en fonction de la pression d’injection.

dans cet essai). Cette figure montre aussi l’évolution du nombre de Reynolds en fonction du pourcentage de la surface en régime d’écoulement laminaire. Le pourcentage de la surface en régime écoulement laminaire diminue de 100% à 70% lorsque le débit augmente.

Nous pensons que l’accroissement du débit et de la pression de l’écoulement dans le joint encourage des relâchements au niveau des zones de contact, qui permettent au joint de se contracter sensiblement. De plus l’augmentation de la pression d’injection dans le joint peut provoquer le passage du régime laminaire au régime turbulent, ce qui impose une baisse du débit percolant.

#### 4.4.6 Influence de la contrainte normale et de l’énergie normale imposée sur la transmissivité intrinsèque

Afin de développer notre modèle hydromécanique incrémental non-linaire au chapitre suivant, nous verrons que nous avons besoin d’une relation entre transmissivité intrinsèque et contrainte normale d’une part, et énergie normale imposée d’autre part. Dans ce paragraphe, nous avons donc représenté l’évolution de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et de l’énergie normale imposée pour les joints F1 et F2. On présente la même courbe pour les joints JS1 et JS2 en annexe B.

Les figures 4.37 et 4.38 montrent l’évolution de la transmissivité intrinsèque

en fonction de la contrainte normale et de l'énergie normale imposée, pour les essais F1 et F2 respectivement.

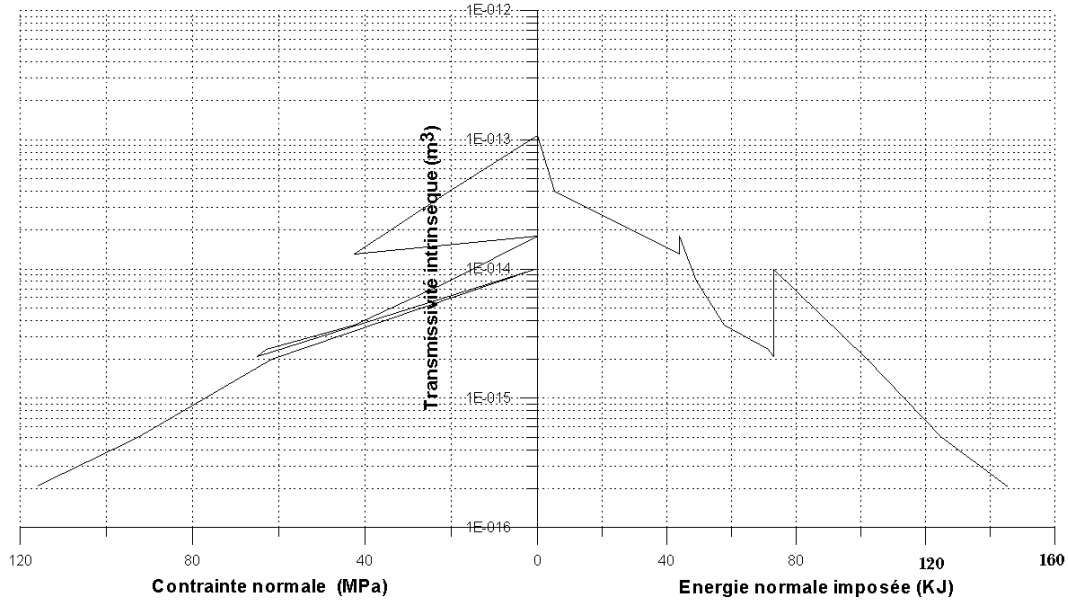


FIG. 4.37 – Essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F1, transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et énergie normale imposée.

Concernant la transmissivité intrinsèque du joint (par exemple la figure 4.37), on observe tout d'abord que, fort logiquement, la transmissivité intrinsèque diminue avec l'augmentation de la contrainte normale. De même que pour l'évolution du déplacement relatif normal, cette diminution est non linéaire. Ainsi, de 0 à 65 MPa, la transmissivité intrinsèque décroît de  $1.1 \times 10^{-13}$  à  $2.1 \times 10^{-15} m^3$ . Physiquement, l'augmentation de contrainte normale génère une fermeture du joint, une diminution des vides, et une augmentation de la surface de contact. L'écoulement est donc de plus en plus tortueux et confiné entre deux épontes de plus en plus proches, ce qui induit cette diminution de la transmissivité. Si l'on examine la phase de décharge, on observe que la transmissivité après un cycle charge-décharge est bien plus faible que la transmissivité initiale. De manière quantitative, on trouve une certaine analogie entre l'évolution du déplacement relatif normal et celle de la transmissivité. Selon notre définition de l'énergie normale imposée, en décharge la valeur de l'énergie normale imposée reste constante, donc la transmissivité diminue tandis que l'énergie normale imposée ne change pas.



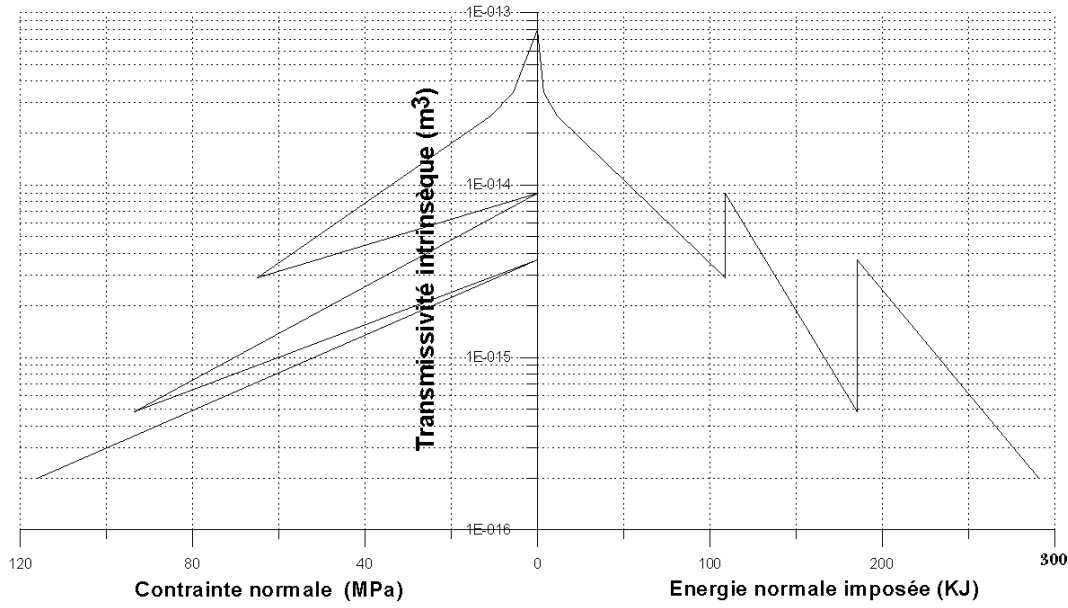


FIG. 4.38 – Essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F2, transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et énergie normale imposée.

#### 4.4.7 Analyse statistique des joints rocheux

Depuis longtemps, les métallurgistes, se sont intéressés à l'étude paramétrique des surfaces afin de déterminer l'état de surface de pièces usinées. L'étude de la rugosité des surfaces n'est donc pas un problème particulier de mécanique des roches. Bien sûr, les conséquences des études des rugosités sur une roche et sur une surface rectifiée ne sont pas du même ordre, mais l'analyse peut être dirigée de la même façon. Pour un profil assemblé de  $n$  points espacés d'une distance  $dx$  de hauteur  $y$  par rapport à la droite moyenne calculée par la méthode des moindres carrés, on décrit les paramètres caractérisant l'amplitude :

La racine carrée de la moyenne du carré des hauteurs qui s'appelle RMS (*root mean square*) :

$$RMS = \left[ \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i^2 \right]^{1/2} \quad (4.19)$$

La moyenne du carré des hauteurs MSV (*mean square value*) :

$$MSV = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i^2$$

La moyenne des hauteurs CLA (*central line average*) :

Joint	JRC
<i>F1</i>	14
<i>F2</i>	18
<i>JS1</i>	–
<i>JS2</i>	16

TAB. 4.3 – Rugosité (JRC) calculé par les équations 4.26 et 4.27

$$CLA = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y_i| \quad (4.20)$$

On définit aussi des paramètres d'ondularité :

La racine carrée de la moyenne quadratique des pentes locales ( $Z_2$ ) :

$$Z_2 = \left[ \frac{1}{n dx^2} \sum_{i=1}^n dy_i^2 \right]^{1/2} \quad (4.21)$$

La racine carrée de la moyenne quadratique des dérivées secondes locales ( $Z_3$ ) :

$$Z_3 = \left[ \frac{1}{n(dx_i - dx_{i-1})^2} \sum_{i=1}^n (dy_i - dy_{i-1})_i^2 \right]^{1/2} \quad (4.22)$$

L'indice de rugosité linéaire ( $R_l$ ) :

$$R_l = \frac{L_t}{L} \quad (4.23)$$

De nombreux auteurs ont établi des corrélations entre le coefficient JRC et les paramètres statistiques (Tse et Cruden [106]). Ils ont calculé pour chaque classe des profils typiques définis par Barton et Choubey [15] les paramètres statistiques. Le coefficient de corrélation ( $R$ ) est optimal pour les corrélations en fonction de  $Z_2$ .

$$JRC = 2.37 + 70.97 * RMS \quad \text{avec} \quad R = 0.784 \quad (4.24)$$

$$JRC = 2.67 + 78.87 * CLA \quad \text{avec} \quad R = 0.768 \quad (4.25)$$

$$JRC = -4.41 + 64.46 * Z_2 \quad \text{avec} \quad R = 0.968 \quad (4.26)$$

$$JRC = 32.20 + 32.47 * \log(Z_2) \quad \text{avec} \quad R = 0.968 \quad (4.27)$$

Pour des joints rugueux soumis à une faible contrainte, il faut utiliser l'équation 4.26. Comme l'a montré Robe [94], ces équations peuvent être appliquées pour évaluer le coefficient  $JRC$  et donnent des résultats assez satisfaisants.

Nous avons calculé le coefficient JRC pour différents joints en utilisant les équations 4.26 et 4.27 (table 4.3). Mais pour le joint JS1 le résultat obtenu n'a pas une valeur satisfaisant.

## 4.5 Conclusions

Nous avons réalisé deux séries d'essais mécaniques (matrice rocheuse) et hydromécaniques de compression simple (4 joints rocheux) du site calcaire de Coaraze. Cette campagne d'essais porte une multitude de données pour l'étude du comportement hydromécanique des joints rocheux, et les études présentées ci-dessus ne sont qu'une modeste analyse des résultats, qu'une campagne d'essais complémentaire, éclairée par la nôtre, viendrait utilement compléter.

Nous avons toutefois essayé d'isoler les paramètres importants du comportement hydromécanique des joints rocheux, et plus précisément, ceux sur la transmissivité intrinsèque du joint. Nous avons mis en évidence les points suivants :

- En compression simple, nous avons retrouvé des résultats connus quant à l'influence de la contrainte normale et de l'énergie normale imposée sur la transmissivité intrinsèque.
- Nous avons par ailleurs mis en évidence deux régimes bien distincts en charge et en décharge : la transmissivité en charge étant globalement beaucoup plus élevées qu'en décharge (hystérésis).
- Nous avons également étudié les incidences du débit et de la pression d'injection sur la transmissivité. Nous avons vu qu'une augmentation de débit dans le joint pouvait provoquer le passage du régime laminaire au régime turbulent, augmentant les pertes de charge dans le joint, et diminuant sa transmissivité intrinsèque.

## CHAPITRE 5

---

### Modélisation constitutive du comportement hydromécanique des joints rocheux

---

#### 5.1 Structure de ce chapitre

D'abord, nous présenterons les conventions générales et les variables choisies dans notre modélisation constitutive hydromécanique. Dans deuxième temps, ce chapitre sera l'occasion d'exposer en détail le modèle constitutif de joint rocheux mécanique incrémental non linéaire de Divoux modifié. Puis, à l'aide de ce modèle et de l'approche de Darcy sous forme incrémentale, nous détaillerons un modèle hydromécanique incrémental non linéaire original. Enfin nous présenterons la formulation de transmissivité hydraulique des joints rocheux selon deux chemins : tout d'abord, l'évolution de transmissivité en fonction de la contrainte normale (et de l'énergie spécifique normale), en suite les changements de transmissivité en fonction de la contrainte de cisaillement (et de l'énergie spécifique tangentielle).

#### 5.2 Relations générales, conventions de départ et dimensions

La viscosité cinématique d'un fluide (indiqué  $w$ ) ( $[\nu_w] = L^2T^{-1}$ ) est reliée à sa viscosité dynamique ( $[\mu_w] = ML^{-1}T^{-1}$ ) et à sa masse volumique ( $[\rho_w] = ML^{-3}$ ), par la formule :

$$\nu_w = \frac{\mu_w}{\rho_w} \quad (5.1)$$

Dans cette étude, nous considérons que la contrainte normale totale ( $[\sigma_n] = ML^{-1}T^{-2}$ ), ou effective ( $[\sigma'_n] = ML^{-1}T^{-2}$ ) et la pression de fluide ( $[p] = ML^{-1}T^{-2}$ ), sont négatives en compression.

La charge hydraulique ( $[h] = L$ ) a pour valeur (figure 5.1).

$$h = z + \frac{p}{\rho_w g} = z + \frac{p}{\gamma_w} \quad (5.2)$$

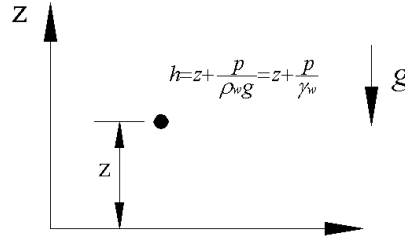


FIG. 5.1 – Définition de la charge hydraulique

La relation entre la perméabilité ( $[K] = LT^{-1}$ ) et la perméabilité intrinsèque ( $[K_i] = L^2$ ) est, en terme tensoriel :

$$\underline{\underline{K}} = \frac{\gamma_w}{\mu_w} \underline{\underline{K_i}} \quad (5.3)$$

Dans le cas d'un joint rocheux, la transmissivité ( $[t] = L^2T^{-1}$ ) est égale au produit de la perméabilité par l'ouverture hydraulique ( $[e] = L$ ), soit :

$$\underline{\underline{t}} = e \underline{\underline{K}} \quad (5.4)$$

La relation entre la transmissivité et la transmissivité intrinsèque ( $[T] = L^3$ ) est :

$$\underline{\underline{t}} = \frac{\gamma_w}{\mu_w} \underline{\underline{T}} \quad (5.5)$$

$\underline{v}$  étant le vecteur vitesse du fluide, la loi d'écoulement de l'eau dans un corps poreux, a été formulée par Darcy, selon l'équation :

$$\underline{v} = -\underline{\underline{K}} \times \underline{grad}(h) \quad (5.6)$$

Le comportement mécanique du joint (en contraintes effectives) obéit à l'équation suivante :

$$d\underline{\underline{\sigma'}} = \underline{\underline{D}} d[\underline{u}] \quad (5.7)$$

ou

$$\begin{pmatrix} d\sigma'_n \\ d\tau \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} D_{nn} & D_{ns} \\ D_{sn} & D_{ss} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d[u] \\ d[w] \end{pmatrix}$$

avec

- $D_{nn} = \frac{\partial \sigma'_n}{\partial [u]}$  : rigidité normale
- $D_{ss} = \frac{\partial \tau}{\partial [w]}$  : rigidité tangentielle
- $D_{ns} = \frac{\partial \sigma'_n}{\partial [w]}$  et  $D_{sn} = \frac{\partial \tau}{\partial [u]}$  : rigidités croisées ou couplées normale-tangentielle et tangentielle-normale.

### 5.3 Variables et comportement hydromécanique des joints rocheux

Le comportement hydromécanique d'un joint rocheux est constitué par la relation fonctionnelle entre le vecteur contrainte totale  $\underline{\sigma}$  agissant sur le joint, le vecteur déplacement relatif  $[u]$  entre les épontes du joint considéré comme interface de faible épaisseur, le vecteur débit transitant dans le joint  $\underline{q}$ , la pression hydraulique  $p$  et le vecteur gradient  $\underline{grad}(p)$ , le tout en fonction des propriétés du fluide (sa viscosité), et du temps  $t$ .

$$\underline{\sigma} = \begin{Bmatrix} \sigma_n \\ \tau \\ \tau_y \end{Bmatrix}, [\underline{u}] = \begin{Bmatrix} [u] \\ [w] \\ [v] \end{Bmatrix}, \underline{q} = \begin{Bmatrix} q_n \\ q_x \\ q_y \end{Bmatrix}, \underline{grad}(p) = \begin{Bmatrix} \frac{\partial p}{\partial z} \\ \frac{\partial p}{\partial x} \\ \frac{\partial p}{\partial y} \end{Bmatrix} \quad (5.8)$$

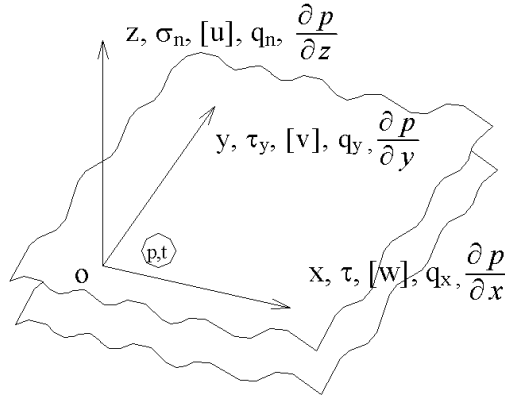


FIG. 5.2 – Variables hydromécaniques locales d'un joint rocheux

La figure 5.2 présente ces variables et leurs composantes en axes orthonormés, dans l'ordre  $z, x, y$  ( $z$  : direction normale au joint ;  $x$  et  $y$  deux directions orthogonales dans le plan moyen du joint). La contrainte normale et la pression de fluide sont prises négatives en compression. Le déplacement relatif normal ( $[u]$ ) est positif lorsque les épontes s'éloignent l'une de l'autre. On peut choisir d'exprimer certaines de ces variables en fonction des autres. Nous nous limitons au cas 2-D en supposant la matrice rocheuse imperméable (ou d'une

perméabilité négligeable par rapport à celle du joint). La composante du débit transitant en direction normale ( $q_z$ ) est alors négligeable, de même que celle ( $\frac{\partial p}{\partial z}$ ) du gradient hydraulique. Par ailleurs nous étudions une sollicitation mécanique du joint dans une seule direction tangentielle,  $x$ , et supposons les composantes  $\tau_y$  et  $[v]$  négligeables. Par contre, l'écoulement est bidimensionnel, dans les directions  $x$  et  $y$ . En raison des non linéarités et irréversibilités mécaniques et hydrauliques du comportement des joints rocheux, une écriture au niveau incrémental est préférable, et nous avons choisi d'exprimer le comportement hydromécanique sous la forme suivante, non visqueuse, pour la partie mécanique.

$$\left\{ \begin{array}{c} d\sigma \\ dq \end{array} \right\} = \underline{\underline{D}} \left\{ \begin{array}{c} d[u] \\ dp \\ d(\underline{\text{grad}}(p)) \end{array} \right\} \quad (5.9)$$

ou encore :

$$\left\{ \begin{array}{c} d\sigma_n \\ d\tau \\ dq_x \\ dq_y \end{array} \right\} = \underline{\underline{D}} \left\{ \begin{array}{c} d[u] \\ d[w] \\ dp \\ d(\frac{\partial p}{\partial x}) \\ d(\frac{\partial p}{\partial y}) \end{array} \right\} \quad (5.10)$$

Soit, avec  $d\underline{r}$  incrément de réponse et  $d\underline{l}$  incrément de sollicitation :

$$d\underline{r} = \left\{ \begin{array}{c} d\sigma_n \\ d\tau \\ dq_x \\ dq_y \end{array} \right\}, \quad d\underline{l} = \left\{ \begin{array}{c} d[u] \\ d[w] \\ dp \\ d(\frac{\partial p}{\partial x}) \\ d(\frac{\partial p}{\partial y}) \end{array} \right\} \quad (5.11)$$

Et avec  $\underline{\underline{D}}$  matrice constitutive hydromécanique :

$$\underline{\underline{D}} = \left[ \begin{array}{ccccc} \frac{\partial \sigma_n}{\partial [u]} & \frac{\partial \sigma_n}{\partial [w]} & \frac{\partial \sigma_n}{\partial p} & \frac{\partial \sigma_n}{\partial (\frac{\partial p}{\partial x})} & \frac{\partial \sigma_n}{\partial (\frac{\partial p}{\partial y})} \\ \frac{\partial \tau}{\partial [u]} & \frac{\partial \tau}{\partial [w]} & \frac{\partial \tau}{\partial p} & \frac{\partial \tau}{\partial (\frac{\partial p}{\partial x})} & \frac{\partial \tau}{\partial (\frac{\partial p}{\partial y})} \\ \frac{\partial q_x}{\partial [u]} & \frac{\partial q_x}{\partial [w]} & \frac{\partial q_x}{\partial p} & \frac{\partial q_x}{\partial (\frac{\partial p}{\partial x})} & \frac{\partial q_x}{\partial (\frac{\partial p}{\partial y})} \\ \frac{\partial q_y}{\partial [u]} & \frac{\partial q_y}{\partial [w]} & \frac{\partial q_y}{\partial p} & \frac{\partial q_y}{\partial (\frac{\partial p}{\partial x})} & \frac{\partial q_y}{\partial (\frac{\partial p}{\partial y})} \end{array} \right] \quad (5.12)$$

Ce qui donne l'écriture simplifiée :

$$d\underline{r} = \underline{\underline{D}} \, d\underline{l} \quad (5.13)$$

Les diverses dérivées partielles composantes de  $\underline{\underline{D}}$  sont en général fonction de l'histoire antérieure du joint, et du chemin actuellement suivi.

## 5.4 Le modèle de Divoux modifié

L'objectif de Divoux [30] a été de construire un modèle constitutif mécanique 2D de comportement de joint directement identifiable à partir des essais classiques de laboratoire pratiqués sur les joints rocheux, à savoir, d'une part les essais de cisaillement direct à contrainte normale constante (CNC) et d'autre part les essais de compression/extension sans cisaillement, que nous qualifions de pseudo-oedométriques (PO), vu le freinage imposé à l'échantillon par la boîte de cisaillement. Ce modèle a la particularité d'être " hiérarchique " (de très simple -Mohr-Coulomb-, à très complexe, selon les phénomènes que l'on souhaite représenter, et selon les essais d'identification disponibles).

### 5.4.1 Formulation des équations constitutives

Les divers aspects évoqués seront successivement, les définitions de la sollicitation et de la réponse incrémentale, la qualification de la non linéarité incrémentale, les paramètres d'histoire, les critères de formulation retenus, les formulations elles-mêmes sur chemin quelconque et la loi incrémentale -sous forme classique- qui en résulte, et enfin, les expressions analytiques empiriques permettant de traduire les variations de certains paramètres.

### 5.4.2 Sollicitation et réponse incrémentales

Le comportement incrémental 2D d'un joint rocheux est décrit par deux relations non linéaires entre les deux vecteurs  $d\sigma$  (incrément de contrainte) et  $d[u]$  (incrément de déplacement relatif) -c'est à dire entre les quatre composantes (incrément de contrainte normale, incrément de contrainte de cisaillement, incrément de déplacement relatif normal, incrément de déplacement relatif tangentiel), et les variables choisies pour représenter l'histoire du joint (équation 3.25) . Pour un traitement ultérieur en éléments finis, ces relations sont généralement présentées sous la forme de l'équation 3.32 que l'on peut écrire ainsi :

$$\begin{pmatrix} d\sigma'_n \\ d\tau \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} k_{nn} & k_{ns} \\ k_{sn} & k_{ss} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d[u] \\ d[w] \end{pmatrix} \quad (5.14)$$

Avec  $k_{nn}$ ,  $k_{ss}$ ,  $k_{ns}$ ,  $k_{sn}$  respectivement rigidités intrinsèques, non linéaires, normale, tangentielle et couplées et avec le choix  $d\sigma$ , réponse à  $d[u]$ . L'histoire du joint est contenue dans ces rigidités.

Dans le cas de la loi de Divoux [30], les choix sont différents, pour correspondre aux essais de laboratoire, et afin de mieux éclairer le sens physique des paramètres utilisés. Bien que la forme finale de la loi soit semblable à (5.14) ci-dessus, la forme préliminaire adoptée pour les deux relations non linéaires



est plutôt :

$$\begin{pmatrix} d\tau \\ d[u] \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \left( \frac{\partial \tau}{\partial \sigma'_n} \right) & \left( \frac{\partial \tau}{\partial [w]} \right) \\ \left( \frac{\partial [u]}{\partial \sigma'_n} \right) & \left( \frac{\partial [u]}{\partial [w]} \right) \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d\sigma'_n \\ d[w] \end{pmatrix} \quad (5.15)$$

$$\begin{pmatrix} d\tau \\ d[u] \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \tan(\delta_m) & k_{ss} \\ \frac{1}{k_{nn}} & \tan(\Psi_m) \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d\sigma'_n \\ d[w] \end{pmatrix}$$

Avec  $\delta_m, k_{ss}, k_{nn}, \Psi_m$ , fonctions non linéaires, respectivement angle de frottement mobilisé, rigidités tangentielle et normale, angle de dilatance mobilisé.

On pourrait dire que la première relation  $-d\tau(d\sigma'_n, d[w])$  traduit la contrainte de cisaillement incrémentale accompagnant une sollicitation formée de deux incréments, l'un de déplacement relatif tangentiel et l'autre de contrainte normale, tandis que la seconde  $-d[u](d\sigma'_n, d[w])$  caractérise l'incrément de déplacement relatif normal résultant de la même sollicitation. Le comportement est supposé non-visqueux.

### 5.4.3 Non linéarité incrémentale

La non linéarité incrémentale est une généralisation de la notion de charge-décharge. Cette non linéarité est ici liée au vecteur incrément de déplacement relatif. Compte tenu du fait que les irréversibilités liées aux variations de la contrainte normale seule sont beaucoup moins importantes que celles qui résultent du déplacement relatif tangentiel, un seul paramètre,  $R_c$  (désigné sous le nom de "degré de chargement") quantifie la direction de sollicitation, et donc les non linéarités incrémentales, par rapport au chemin incrémentale précédent, la décharge étant son inversion. Comme on a défini l'espace normalisé des incréments des déplacements relatifs, les points possibles de cet espace sont les points du cercle unité (figure 5.3). Soit A le point correspondant au chemin incrémental de cisaillement à contrainte normale constante en charge.

$$\underline{OA} = \underline{u}(\Psi_{m, ch, \sigma_n = Cte}) \quad (5.16)$$

Supposons que le chemin incrémental antérieur suivi est le chemin CNC. Considérons le vecteur  $\underline{v}$ , direction de l'incrément de déplacement relatif actuel :

$$\underline{OB} = \underline{v} \left( \frac{d[w]}{\|d[\underline{u}]\|}, \frac{d[u]}{\|d[\underline{u}]\|} \right) \quad (5.17)$$

$R_c$  est défini par le produit scalaire :

$$R_c = \underline{u} \cdot \underline{v} \quad (5.18)$$

On a ainsi pour le cas de figure exposé,  $R_c = 1$  sur chemin incrémental actuel CNC en charge, et  $R_c \neq -1$  sur chemin incrémental CNC en décharge.  $R_c = \cos(\Psi_m)$  sur chemin de cisaillement direct à volume constant en charge

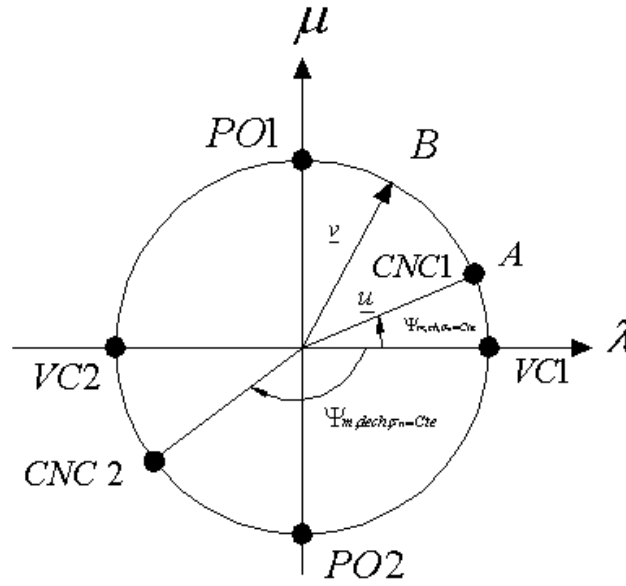


FIG. 5.3 – Espace des déplacements relatif incrémentaux normalisés

(B en VC1) et  $R_c = -\cos(\Psi_m)$  sur chemin de cisaillement direct à volume constant en décharge (B en VC2).  $R_c = \sin(\Psi_m)$  sur chemin PO en décharge (B en PO1),  $R_c = -\sin(\Psi_m)$  sur chemin PO en charge (B en PO2).

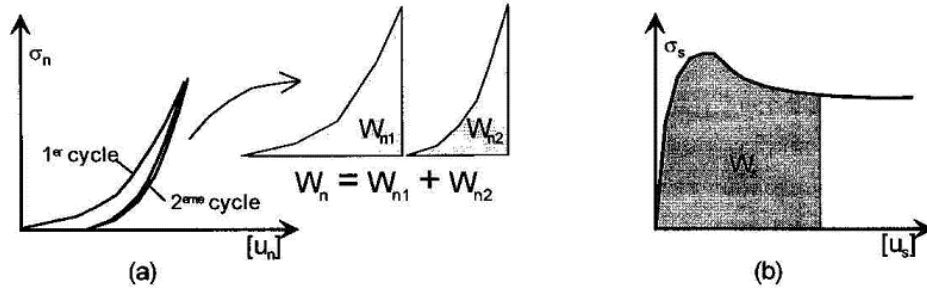


FIG. 5.4 – Paramètres d'histoire  $W_n$  et  $W_s$ , (a)- Energie  $W_n$  développée par la contrainte normale pour comprimer le joint, (b)- Energie  $W_s$  développée par la contrainte de cisaillement pour cisailier le joint.

#### 5.4.4 Paramètre d'histoire

Les quatre paramètres  $\delta_m$ ,  $k_{ss}$ ,  $k_{nn}$  et  $\Psi_{ss}$  sont des fonctions non linéaires de  $\sigma_n$ ,  $[u_s]$ ,  $R_c$  et des paramètres d'histoire  $W_n$  et  $W_s$ .  $W_n$  et  $W_s$  sont respectivement l'énergie développée par la contrainte normale et celle développée par

la contrainte de cisaillement (figure 5.4).

$$W_n = \int_{t=0}^t a dt \quad \text{avec} \begin{cases} a = \sigma'_n \frac{\partial [u]}{\partial \sigma'_n} d\sigma'_n & \text{si } \sigma'_n \frac{\partial [u]}{\partial \sigma'_n} d\sigma'_n \geq 0 \\ a = 0 & \text{si } \sigma'_n \frac{\partial [u]}{\partial \sigma'_n} d\sigma'_n < 0 \end{cases} \quad (5.19)$$

$$W_s = \int_{t=0}^t \tau d[w] dt \quad (5.20)$$

$t$  représente le temps, paramètre de repérage.

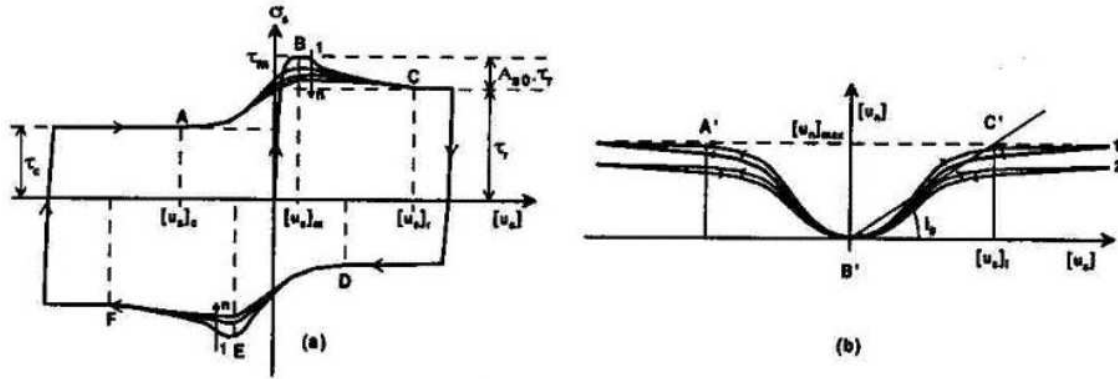


FIG. 5.5 – Essai à contrainte normale constante, supposant  $W_n$  constante, (a)-Cisaillement mobilisé, (b)-Dilatance, d'après Armand [3]

### 5.4.5 Critères de formulation

Le comportement du joint lors d'un essai cyclique à contrainte normale constante est défini selon plusieurs critères (figure 5.5) :

- Le critère de rupture n'est pas linéaire (figure 5.9).
- Lors d'une sollicitation cyclique, la contrainte "résiduelle" ( $\tau_r$ ), "observée avant le pic de contrainte" ( $\tau_m$ ) est inférieure à la contrainte résiduelle "post pic" ( $\tau_r$ ).
- Les contraintes "résiduelles" ( $\tau_r$ ) et ( $\tau_c$ ) sont fonctions de  $\sigma_n$ .
- Les contraintes de cisaillement ( $\tau_r$ ) et ( $\tau_c$ ) sont généralement invariantes avec les cycles.
- La contrainte de cisaillement maximale  $\tau_m$  diminue avec le nombre de cycles.
- La diminution de  $\tau_m$  est liée au travail plastique tangentiel  $W_s$ .
- La rigidité tangentielle en charge  $k_{sc}$  est généralement différente de la rigidité tangentielle en décharge  $k_{sd}$ .
- Un joint est généralement dilatant du fait des aspérités que l'on trouve à sa surface.
- Le déplacement relatif normal  $[u]_{\sigma_n=Cte}$  lié à la dilatance rejoint un seuil.
- Avec le nombre de cycles, l'angle de dilatance moyen diminue.

- Le déplacement relatif normal dû à la dilatance  $[u]_{\sigma_n=Cte}$  s'annule pour un déplacement relatif tangentiel  $[w]$  nul.

Pour connaître le comportement normal dû à la variation de la contrainte normale  $\sigma_n$ , il faut aussi définir le comportement sur chemin pseudo-oedométrique. Les hypothèses sont les suivantes (figure 5.6).

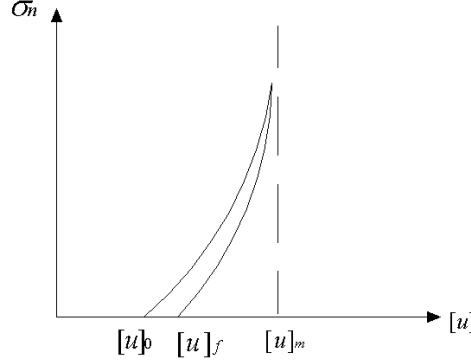


FIG. 5.6 – Essai pseudo-oedométrique supposant  $W_s$  constant

- En général il n'y a pas de résistance en traction.
- La courbe de compression a une forme hyperbolique (Bandis et al [5]).
- Avec les cycles l'épaisseur du joint sous contrainte normale nulle,  $[u]_0$ , diminue.

## 5.4.6 Formulation incrémentale sur chemin quelconque

### 5.4.6.1 L'incrément de cisaillement

L'incrément de cisaillement mobilisé est une interpolation entre les incréments de cisaillement mobilisés sur les chemins CNC en charge ( $d\tau_c$ ) et en décharge ( $d\tau_d$ ).

$$d\tau = H_c d\tau_c + H_d d\tau_d$$

Les fonction d'interpolation  $H_c$  et  $H_d$  sont linéaire en  $R_c$ .

$$H_c = \frac{1 + R_c}{2} \quad \text{et} \quad H_d = \frac{1 - R_c}{2}$$

La décharge incrémentale est élastique et insensible au niveau de contrainte normale, du moins dans la gamme des contraintes normales étudiées.

$$d\tau_d = k_{sd} \cdot d[w] \quad \text{avec} \quad k_{sd} = Cte$$

Par contre, la charge est non linéaire, et dépend du niveau de contrainte normale :

$$d\tau_c = \left( \frac{\partial \tau_c}{\partial \sigma_n} \right)_{[w]=Cte} \cdot d[\sigma_n] + \left( \frac{\partial \tau_c}{\partial [w]} \right)_{\sigma_n=Cte} \cdot d[w] \quad (5.21)$$

finalement,

$$d\tau = H_c \left( \frac{\partial \tau_c}{\partial \sigma_n} \right)_{[w]=Cte} . d[\sigma_n] + \left[ H_c \left( \frac{\partial \tau_c}{\partial [w]} \right)_{\sigma_n=Cte} + H_d . k_{sd} \right] . d[w]$$

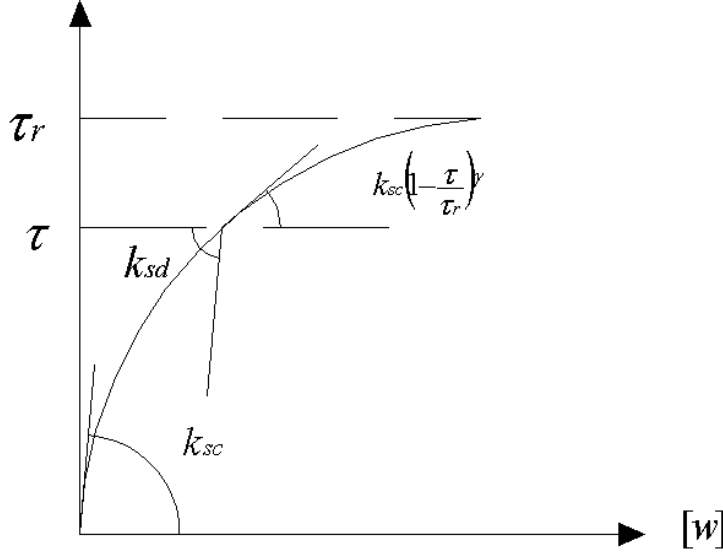


FIG. 5.7 – Non linéarité du comportement en charge

La non linéarité de l'incrément de cisaillement mobilisé en charge sur un chemin CNC s'exprime selon une loi puissance (figure 5.7).

$$\left( \frac{\partial \tau_c}{\partial [w]} \right)_{\sigma_n=Cte} = k_{sc} \left( 1 + \frac{\tau}{\tau_r} \right)^\gamma \quad \text{avec } k_{sc} = Cte, \quad \gamma = Cte \quad (5.22)$$

$\tau_r$  définit les "paliers" de contraintes de cisaillement, à savoir  $\tau_{r1}(\sigma_n, [w]) > 0$  et  $\tau_{r2}(\sigma_n, [w]) < 0$ , observés lors d'un essai de cisaillement CNC cyclique (figure 5.8). La dépendance de l'incrément par rapport au niveau de contrainte s'en déduit également en faisant appel à une loi puissance.

$$\left( \frac{\partial \tau_c}{\partial \sigma_n} \right)_{[w]=Cte} = \left( \frac{\partial \tau_c}{\partial \tau_r} \right)_{[w]=Cte} \cdot \left( \frac{\partial \tau_c}{\partial \sigma_n} \right)_{[w]=Cte} = \left( \frac{\tau}{\tau_r} \right)^\gamma \left( \frac{\partial \tau_c}{\partial \sigma_n} \right)_{[w]=Cte} \quad (5.23)$$

#### 5.4.6.2 L'incrément de déplacement relatif normal

L'incrément de déplacement relatif normal  $d[u]$  résulte, conformément à la partie 5.4.2, d'une part de la compressibilité du joint (effet de  $d\sigma_n$ ), et

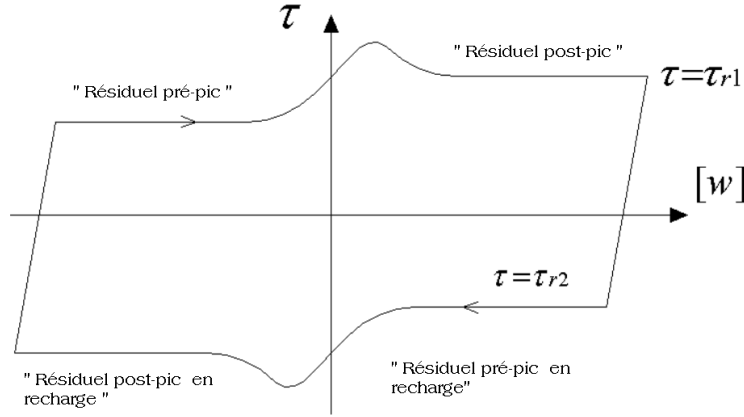


FIG. 5.8 – Représentation graphique des paliers de cisaillement mobilisé à contrainte normale constante

d'autre part, de l'effet de la dilatance, liée à  $d[u]$ , mais dépend aussi du niveau de contrainte normale  $\sigma_n$ .

$$d[u] = \frac{\partial[u]}{\partial\sigma_n} \cdot d\sigma_n + \frac{\partial[u]}{\partial[w]} \cdot d[w] \quad (5.24)$$

La compressibilité du joint est mobilisée selon une loi hyperbolique (figure 5.6), inspirée de Bandis et al [5].

$$\sigma_n = k_{nn0} \frac{([u] - [u]_0)([u]_m + [u]_0)}{([u]_m + [u])} \quad (5.25)$$

Avec  $[u]_0$ , déplacement relatif normal sous contrainte normale nulle, qui varie avec l'énergie normale  $W_n$  communiquée au joint :

$$[u]_0 = [u]_f (1 - e^{-c_n \cdot W_n})$$

$c_n$  est une constante, qui contrôle la diminution de l'épaisseur du joint.

Ainsi, une différence existe entre la charge et la décharge sur chemin PO, pour un chemin de cisaillement fini (non incrémental). Les deux équations précédentes permettent le calcul de la compression sans cisaillement du joint, compte tenu de son histoire.

$$\left( \frac{\partial\sigma_{nPO}}{\partial[u]} \right) = \frac{\partial\sigma_{nPO}}{\partial[u]} + \frac{\partial\sigma_{nPO}}{\partial[u]_0} \cdot \frac{\partial[u]_0}{\partial W_n} \cdot \frac{\partial W_n}{\partial[u]}$$

$$\text{d'où } \left( \frac{\partial[u]}{\partial\sigma_n} \right)_{[w]=Cte}$$

L'effet de dilatance du joint est traduit par l'expression exponentielle paire (figure 5.5b) :

$$[u]_s([w], i) = [w]_i \cdot \tan(i) \cdot \left( 1 - 10^{-\left( \frac{[w]}{[w]_i} \right)^\beta} \right) \quad (5.26)$$

Dans laquelle l'angle  $i$  est fonction de l'histoire du joint à travers l'énergie  $W_s$ , et du niveau de contrainte normale. L'utilisation de  $\beta = 1.4$  conduit à reproduire les courbes de dilataance obtenues dans la littérature (Divoux [30]).

$$i = i_0 \frac{\sigma_n}{\sigma_n + \sigma_{n0}} \cdot 2^{-\frac{W_s}{W_{s0}}}$$

Il existe donc une différence entre charge et décharge sur chemin CNC, pour un chargement fini (non incrémental). Le calcul du taux de dilataance du joint se déduit des deux équations précédentes ; il est formé de deux contributions,  $\frac{\partial[u]}{\partial[w]}$  et  $\frac{\partial[u]}{\partial\sigma_n}$  :

$$\begin{aligned} \left( \frac{\partial[u]_s}{\partial[w]} \right) &= \frac{\partial[u]_s}{\partial[w]} + \frac{\partial[u]_s}{\partial i} \cdot \frac{\partial i}{\partial W_s} \cdot \frac{\partial W_s}{\partial[w]} \\ \left( \frac{\partial[u]_s}{\partial\sigma_n} \right) &= \frac{\partial[u]_s}{\partial i} \cdot \frac{\partial i}{\partial\sigma_n} \end{aligned}$$

finalemt,

$$d[u] = \left[ \frac{1}{\frac{\partial\sigma_{nPO}}{\partial[u]} + \frac{\partial\sigma_{nPO}}{\partial[u]_0} \cdot \frac{\partial[u]_0}{\partial W_n} \cdot \frac{\partial W_n}{\partial[u]}} + \frac{\partial[u]_s}{\partial i} \cdot \frac{\partial i}{\partial\sigma_n} \right] d\sigma_n + \left[ \frac{\partial[u]_s}{\partial[w]} + \frac{\partial[u]_s}{\partial i} \cdot \frac{\partial i}{\partial W_s} \cdot \frac{\partial W_s}{\partial[w]} \right] d[w] \quad (5.27)$$

On déduit des diverses formulations précédentes la loi incrémentale sous forme classique, reliant  $d\sigma$  à  $d[u]$  :

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} d\tau \\ d\sigma_n \end{bmatrix} &= \frac{1}{\frac{\partial[u]_{[w]=Cte}}{\partial\sigma_n} + \frac{\partial[u]_{\sigma_n=Cte}}{\partial\sigma_n}} \begin{bmatrix} \frac{\partial[u]_{[w]=Cte}}{\partial\sigma_n} + \frac{\partial[u]_{\sigma_n=Cte}}{\partial\sigma_n} & \frac{1+R_c}{2} \frac{\partial\tau_c}{\partial\sigma_n} \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \\ &\cdot \begin{bmatrix} \frac{1+R_c}{2} \frac{\partial\tau_c}{\partial[w]} + \frac{1-R_c}{2} \frac{\partial\tau_d}{\partial[w]} & 0 \\ -\frac{\partial[u]_{\sigma_n=Cte}}{\partial[w]} & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d[w] \\ d[u] \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (5.28)$$

#### 5.4.7 Expressions empirique permettant de traduire les variations des paramètres

La non linéarité de l'incrément de contrainte en charge (équation 5.21) s'écrit selon une loi puissance pour l'incrément de cisaillement mobilisé en charge sur un chemin CNC (équation (5.22)) et sur un chemin PO ( équation 5.23). Ces formulations font intervenir, la contrainte de palier, et le paramètre, qui gère la rupture du joint. Divoux a réalisé une étude paramétrique et propose la valeur  $\gamma = 5$  pour les joints rocheux. Le cisaillement de palier est représenté à la figure 5.8, résultat de l'analyse des courbes expérimentales ayant permis de fixer la forme de  $\tau_r$ . La courbe passe par les points A,B,C (figure 43), si bien que le critère de rupture peut être déterminé par interpolation entre ces trois

points A,B,C . Divoux propose une fonction du type  $e^{-x^\alpha}$  . Avec les notations définies à la figure 43, on obtient les équations (5.29).

$$\begin{cases} \tau_r = \tau_{r1} = \tau_c - (\tau_c - \tau_m) * 10^{-\frac{([w]_m - [w])^\alpha}{([w]_m - [w]_c)^\alpha}} & \text{si } [w] \leq [w]_m \\ \tau_r = \tau_{r2} = \tau_r - (\tau_r - \tau_m) * 10^{-\frac{([w] - [w]_m)^\alpha}{([w]_r - [w]_m)^\alpha}} & \text{si } [w] > [w]_m \end{cases} \quad (5.29)$$

Pour les points D, E, F et en utilisant le même type d'interpolation, on détermine  $\tau_r$  pour  $\tau_r < 0$  .

L'allure des courbes varie en fonction du paramètre  $\alpha$ , et suivant les valeurs de  $\alpha$ , le pic est plus ou moins pointu. Divoux préconise l'utilisation de  $\alpha = 1.4$  pour la modélisation du pic de contrainte relatif aux joints rocheux. L'équation (5.29) fait intervenir les contraintes résiduelles pré et post-pic ( $\tau_c, \tau_r$ ), la contrainte de pic  $\tau_m$  et le déplacement relatif tangentiel au pic  $[w]_m$  . Les contraintes résiduelles sont définies par des critères hyperboliques ayant pour équation 5.30 et 5.31.

$$\tau_r = \sqrt{\sigma_n^2 \tan^2 \delta_r - 2 \frac{a_r}{\tan \delta_r} \sigma_n} \quad (5.30)$$

$$\tau_c = \sqrt{\sigma_n^2 \tan^2 \delta_c - 2 \frac{a_c}{\tan \delta_c} \sigma_n} \quad (5.31)$$

Avec  $\delta_r, \delta_c$  angles de frottement et  $a_r, a_c$  adhérences (figure 5.9).

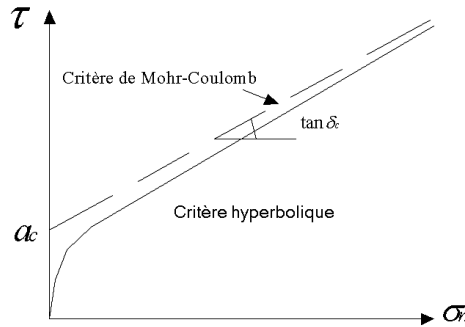


FIG. 5.9 – Représentation graphique du critère hyperbolique de la loi de Divoux

Pour la contrainte de pic, on a la relation (5.32).

$$\tau_m = (1 + A_s) \tau_r \quad (5.32)$$

$$\text{avec } A_s = A_{s0} e^{-c_s W_s}$$

Cette équation relie la diminution du pic de contrainte de cisaillement au travail tangentiel  $W_s$  , un coefficient  $c_s$  contrôle cette diminution.



Le déplacement relatif tangentiel au pic  $[w]_m$  est supposé égal à (équation (5.33)) :

$$[w]_m = 2 \frac{\tau_m}{k_{sc}} \quad (5.33)$$

Armand [3] a repris la deuxième équation de système général (5.24). Le déplacement relatif normal dû à la dilatance  $[u]_{\sigma_n=Cte}$  est modifié pour tenir compte de l'accumulation de la contractance sous l'effet des cycles. L'équation (5.26) devient (5.34).

$$[u]_{\sigma_n=Cte} = [w]_i \cdot \tan(i) \cdot \left( 1 - 10^{-\left(\frac{[w]}{[w]_i}\right)^\beta} \right) + [u]_{cont} \quad (5.34)$$

avec  $[u]_{cont}$  le déplacement permanent dû à la contractance au cours des cycles.

Cette écriture, dans laquelle on décompose le déplacement relatif normal dû au cisaillement en deux parties, n'a pas de réel sens physique, mais permet de prendre en compte séparément la dilatance du joint au cours du cisaillement et la contractance de celui-ci lorsque le déplacement relatif tangentiel est nul.

La figure 5.10 présente trois évolutions possibles de la contractance au passage par un déplacement relatif tangentiel nul, en fonction des niveaux du travail de cisaillement et de la contrainte normale. Soit on considère que la contractance due à un déplacement relatif tangentiel nul est indépendante de la contrainte normale et n'est fonction que du travail de cisaillement  $W_s$  (cas (a)), soit on décide que la contractance due à un déplacement relatif tangentiel nul est également fonction croissante de la contrainte normale (cas (b)), ou décroissante (cas (c)).

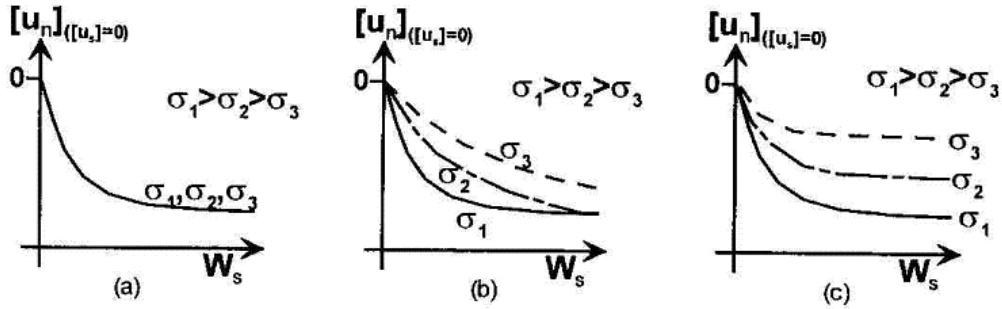


FIG. 5.10 – Evolution possible de la contractance sous cycles au passage par un déplacement relatif tangentiel nul en fonction du travail de cisaillement et de la contrainte normale, d'après Armand [3]

Armand [3] a présenté une première approche de ce phénomène, ce qui explique qu'il ait choisi une évolution indépendante de la contrainte normale (figure 5.10a). Cette approche nécessite seulement l'introduction de deux nouveaux

paramètres, alors que les autres approches sont plus complexes. La forme du déplacement relatif normal représentant la contractance est donnée par l'équation (5.35).

$$[u]_{cont} = [u]_{df} \left( 1 - 2^{-\frac{W_s}{W_{sf}}} \right) \quad (5.35)$$

Avec  $[u]_{df}$  contractance maximale ( $[u]_{df} \leq 0$ ), et  $W_{sf}$  énergie nécessaire pour atteindre une contractance égale à la moitié de la contractance maximale.

Le déplacement relatif normal en cisaillement est alors de la forme :

$$[u]_{\sigma_n=Cte} = [w]_i \cdot \tan(i) \cdot \left( 1 - 10^{-\left(\frac{[w]}{[w]_i}\right)^\beta} \right) + [u]_{df} \left( 1 - 2^{-\frac{W_s}{W_{sf}}} \right) \quad (5.36)$$

La prise en compte de la contractance sous cycles, est effectuée par l'intermédiaire de deux nouveaux paramètres,  $[u]_{df}$  la contractance maximale ( $[u]_{df} \leq 0$ ) et  $W_{sf}$  nécessaire pour atteindre une contractance égale à la moitié de la contractance maximale. Cette modification affecte seulement dans la loi de Divoux le déplacement relatif normal du joint lié au cisaillement. On peut remarquer qu'en utilisant  $[u]_{df}$  égal à zéro, il n'y a pas de contractance permanente sous cycles et le modèle est alors équivalent au modèle de Divoux. La figure 5.11 montre l'effet de la prise en compte de la contractance au passage par un déplacement relatif tangentiel nul, par rapport au modèle initial de Divoux. La contractance globale du joint est plus importante.

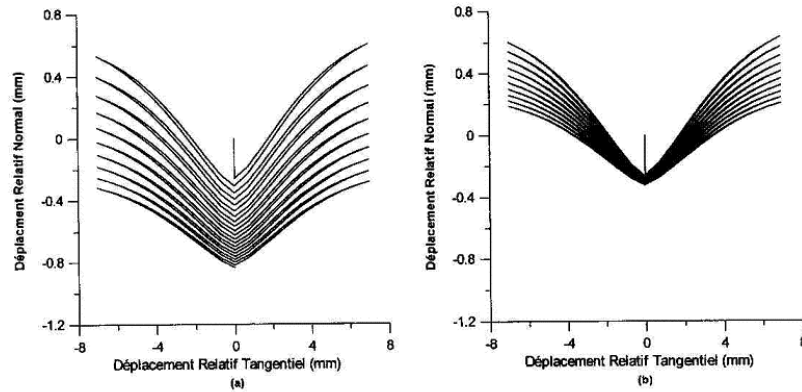


FIG. 5.11 – Modélisation du déplacement relatif normal des joints rocheux sur chemin de cisaillement direct cyclique à contrainte normale constante (4.75 MPa), (a)-Modèle de Divoux modifié avec prise en compte de la contractance sous cycles pour un déplacement relatif tangentiel nul, (b)-Modèle de Divoux initial, d'après Armand [3] .

## 5.5 Le modèle hydromécanique

Nous pouvons partager les éléments du tenseur hydromécanique (équation 5.12), en quatre différents groupes, la partie mécanique, la couplage mécanique-hydraulique, l'hydraulique et le couplage hydraulique-mécanique (figure 5.12). Dans les paragraphes suivants nous présentons ces quatre parties.

$$\underline{\underline{D}} = \left[ \begin{array}{cc|ccc} \text{mécanique} & & \text{couplage} & & & \\ & & \text{mécanique-hydraulique} & & & \\ \frac{\partial \sigma_n}{\partial [u]} & \frac{\partial \sigma_n}{\partial [w]} & \frac{\partial \sigma_n}{\partial p} & \frac{\partial \sigma_n}{\partial (\frac{\partial p}{\partial x})} & \frac{\partial \sigma_n}{\partial (\frac{\partial p}{\partial y})} & \\ \frac{\partial \tau}{\partial [u]} & \frac{\partial \tau}{\partial [w]} & \frac{\partial \tau}{\partial p} & \frac{\partial \tau}{\partial (\frac{\partial p}{\partial x})} & \frac{\partial \tau}{\partial (\frac{\partial p}{\partial y})} & \\ \text{couplage hydraulique-} & & & & & \\ \text{mécanique} & & \text{hydraulique} & & & \\ \hline \frac{\partial q_x}{\partial [u]} & \frac{\partial q_x}{\partial [w]} & \frac{\partial q_x}{\partial p} & \frac{\partial q_x}{\partial (\frac{\partial p}{\partial x})} & \frac{\partial q_x}{\partial (\frac{\partial p}{\partial y})} & \\ \frac{\partial q_y}{\partial [u]} & \frac{\partial q_y}{\partial [w]} & \frac{\partial q_y}{\partial p} & \frac{\partial q_y}{\partial (\frac{\partial p}{\partial x})} & \frac{\partial q_y}{\partial (\frac{\partial p}{\partial y})} & \end{array} \right]$$

FIG. 5.12 – Les éléments du tenseur hydromécanique.

### 5.5.1 Loi constitutive mécanique et couplage mécanique-hydraulique

Le comportement mécanique est insensible au gradient hydraulique.

$$\frac{\partial \sigma_n}{\partial (\frac{\partial p}{\partial x})} = \frac{\partial \sigma_n}{\partial (\frac{\partial p}{\partial y})} = \frac{\partial \tau}{\partial (\frac{\partial p}{\partial x})} = \frac{\partial \tau}{\partial (\frac{\partial p}{\partial y})} = 0. \quad (5.37)$$

La relation entre contrainte normale totale ( $\sigma_n$ ), contrainte normale effective ( $\sigma'_n$ ) et pression de fluide ( $p$ ) obéit à la loi de Biot, soit incrémentalement :

$$d\sigma_n = d\sigma'_n + bdp \quad (5.38)$$

Avec  $b$  coefficient de Biot, ou dans le cas du postulat de Terzaghi,  $b = 1$ , ce qui implique :

$$d\sigma_n = \frac{\partial \sigma'_n}{\partial [u]} d[u] + \frac{\partial \sigma'_n}{\partial [w]} d[w] + bdp \quad (5.39)$$

Et fait apparaître les rigidités intergranulaires :

$$D_{nn} = \frac{\partial \sigma'_n}{\partial [u]} \quad D_{ns} = \frac{\partial \sigma'_n}{\partial [w]} \quad (5.40)$$

De même, un incrément de contrainte de cisaillement est produit par l'incrément de sollicitation selon la relation :

$$d\tau = \frac{\partial\tau}{\partial[u]}d[u] + \frac{\partial\tau}{\partial[w]}d[w] + \frac{\partial\tau}{\partial p}dp \quad (5.41)$$

où

$$D_{sn} = \frac{\partial\tau}{\partial[u]} \quad D_{ss} = \frac{\partial\tau}{\partial[w]} \quad (5.42)$$

sont des rigidités intergranulaires.

La dérivée partielle  $\frac{\partial\tau}{\partial p}$  est nulle dans le cas où l'incrément  $dp$  ne conduit pas à une sortie de surface limite du point image du vecteur contrainte effectif ( figure 5.13, cas 1,2,3). Par contre, dans le cas contraire (figure 5.13, cas 4) :

$$\frac{\partial\tau}{\partial p} = b \tan(\delta) \quad (5.43)$$

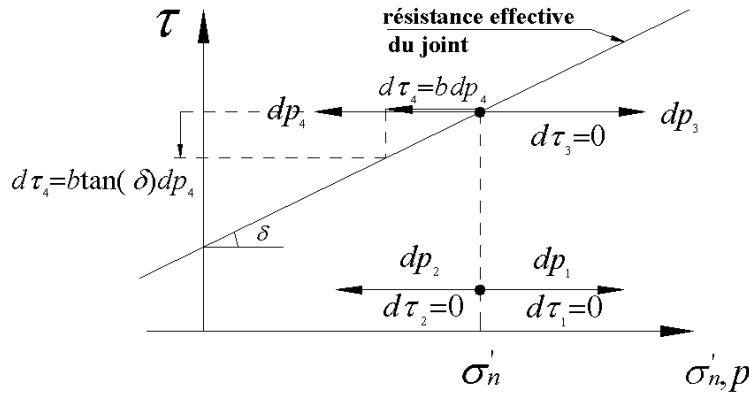


FIG. 5.13 – Effet d'une variation de pression de fluide sur la contrainte de cisaillement courante

Nous utiliserons le facteur  $\beta$  pour résumer ces 4 cas :

$$\frac{\partial\tau}{\partial p} = \beta b \tan(\delta)$$

avec  $\beta = 0$  si l'état mécanique effectif initial du joint est éloigné de la plasticité eu égard au chemin incrémental actuel, et  $\beta = 1$  dans le cas contraire.

Les quatre rigidités intergranulaires précédentes peuvent être déterminées selon plusieurs formulations, les plus courantes sont la formulation élastoplastique et la formulation incrémentalement non linéaire.

Dans les modèles incrémentaux mécaniques présentés dans la littérature (Leichnitz (1985), Heuze et al. (1982), Saeb et Amadei (1992), Benjelloun et al. (1990) ), l'incrément de vecteur contrainte ( $d\underline{\sigma}$ ) est lié à l'incrément de vecteur

déplacement relatif ( $d[u]$ ) par l'intermédiaire d'une matrice constitutive ( $\underline{\underline{D}}$ ), dont les coefficients sont explicites et déterminés à partir de différents essais de laboratoire.

$$\begin{pmatrix} d\sigma_n \\ d\tau \end{pmatrix} = \underline{\underline{D}} \begin{pmatrix} d[u] \\ d[w] \end{pmatrix}$$

Les modèles développés ces dernières années sont de plus en plus complet et permettent de modéliser le comportement des joints avec de plus en plus de précision, pourvu que les paramètres soient correctement identifiés.

La formulation plus détaillée du modèle de Divoux que nous utilisons (paragraphe 5.4) est décrite dans les thèses de Divoux [30] et Armand [3]. Pour formuler les équations constitutives, il est nécessaire de définir les non linéarités incrémentales, les paramètres d'histoire et d'état, les formulations retenues, et enfin, les expressions analytiques empiriques permettant de traduire les variations de certains paramètres.

Nous rappelons (paragraphe 5.4.4) que dans le modèle de Divoux [30], la dégradation mécanique d'un joint est reliée aux variables d'histoire  $W_n$  et  $W_s$  (la figure 5.4) :

$$\begin{cases} dW_n = -\sigma_n \cdot d[u] & \text{si } \sigma_n \cdot d[u] \leq 0 \\ dW_n = 0 & \text{si } \sigma_n \cdot d[u] > 0 \end{cases} \quad (5.44)$$

$W_n$  : fonction toujours croissante, énergie de compression du joint.  $W_n$  a toujours pour effet de "fermer" les vides du joint.

$$dW_s = \tau \cdot d[w] \quad (5.45)$$

$W_s$  : fonction croissante ou décroissante, mais le plus souvent croissante, énergie de cisaillement du joint. L'influence de  $W_s$  peut être d'"ouvrir" ou de "fermer" les vides du joint.

L'énergie  $W_n$  est utilisée pour gérer les variations d'ouverture mécanique du joint en compression pure. L'énergie  $W_s$  permet de modéliser les variations de résistance du joint, ainsi que l'évolution de sa dilatance, en fonction de l'histoire subie.

Le modèle de Divoux (équation 5.28) a été modifié par Armand [3] afin de prendre en compte le déplacement relatif normal irréversible lors de cycles.

$$\begin{pmatrix} d\sigma'_n \\ d\tau \end{pmatrix} = \frac{1}{\frac{\partial[u]_{[w]=Cte}}{\partial\sigma'_n} + \frac{\partial[u]_{\sigma'_n=Cte}}{\partial\sigma'_n}} \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ \frac{\partial[u]_{[w]=Cte}}{\partial\sigma'_n} + \frac{\partial[u]_{\sigma'_n=Cte}}{\partial\sigma'_n} & \frac{1+R_c}{2} \frac{\partial\tau_c}{\partial\sigma'_n} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0 & \frac{1+R_c}{2} \frac{\partial\tau_c}{\partial[w]} + \frac{1-R_c}{2} \frac{\partial\tau_d}{\partial[w]} \\ 1 & -\frac{\partial[u]_{\sigma'_n=Cte}}{\partial[w]} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d[u] \\ d[w] \end{pmatrix} \quad (5.46)$$

### 5.5.2 Loi constitutive hydraulique et couplage hydraulique-mécanique

La loi constitutive hydraulique est d'abord basée sur la loi de Darcy liant le vecteur vitesse débitante  $\underline{V}$  au tenseur perméabilité  $\underline{\underline{K}}$  et au vecteur gradient hydraulique  $\underline{\text{grad}}(h)$  :

$$\underline{V} = - \underline{\underline{K}} \underline{\text{grad}}(h) \quad (5.47)$$

En faisant intervenir l'ouverture hydraulique du joint  $e$  et en supposant homogène le plan du joint horizontal ( $\underline{\text{grad}}(z) = 0$ ), le vecteur débit de fluide transitant à travers le joint s'écrit :

$$\begin{aligned} \underline{q} &= \underline{V} * e * 1 = - \underline{\underline{K}} e \underline{\text{grad}}(h) = - \underline{\underline{t}} \underline{\text{grad}}\left(z + \frac{p}{\gamma_w}\right) = - \frac{1}{\mu_w} \underline{\underline{T}} \underline{\text{grad}}(p) \\ \underline{q} &= - \left(\frac{1}{\mu_w}\right) \underline{\underline{T}} \underline{\text{grad}}(p) \end{aligned} \quad (5.48)$$

avec

- $\underline{\underline{t}}$  : tenseur de transmissivité du joint
- $\underline{\underline{T}}$  : tenseur de transmissivité intrinsèque du joint (indépendant du fluide percolant)
- $\gamma_w$  : poids volumique du fluide interstitiel
- $\mu_w$  : viscosité dynamique du fluide interstitiel

On suppose la transmissivité isotrope :

$$\underline{\underline{T}} = \begin{bmatrix} T_x & 0 \\ 0 & T_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} T & 0 \\ 0 & T \end{bmatrix} \quad (5.49)$$

Dans cette partie nous présentons la forme incrémentale du débit traversant le joint selon l'équation 5.48.

$$\begin{aligned} \underline{q} + d\underline{q} &= - \left(\frac{1}{\mu_w}\right) (\underline{\underline{T}} + d\underline{\underline{T}}) \underline{\text{grad}}(p + dp) \\ &= - \left(\frac{1}{\mu_w}\right) (\underline{\underline{T}} + d\underline{\underline{T}}) (\underline{\text{grad}}(p) + \underline{\text{grad}}(dp)) \\ &= - \left(\frac{1}{\mu_w}\right) \left( \underline{\underline{T}} \underline{\text{grad}}(p) + \underline{\underline{T}} \underline{\text{grad}}(dp) + d\underline{\underline{T}} \underline{\text{grad}}(p) + d\underline{\underline{T}} \underline{\text{grad}}(dp) \right) \\ \underline{q} + d\underline{q} &= - \left( \underline{q} + \underline{\underline{T}} \underline{\text{grad}}(dp) + d\underline{\underline{T}} \underline{\text{grad}}(p) + d\underline{\underline{T}} \underline{\text{grad}}(dp) \right) \end{aligned} \quad (5.50)$$

$$d\underline{q} = - \left(\frac{1}{\mu_w}\right) \left( \underline{\underline{T}} \underline{\text{grad}}(dp) + d\underline{\underline{T}} \underline{\text{grad}}(p) + d\underline{\underline{T}} \underline{\text{grad}}(dp) \right) \quad (5.51)$$

$$d\underline{q} \cong - \left( \frac{1}{\mu_w} \right) \left( \underline{T} \underline{grad}(dp) + d\underline{T} \underline{grad}(p) \right) \quad (5.52)$$

Les variables dépendantes sont  $dp$ ,  $d(\frac{\partial p}{\partial x})$ ,  $d(\frac{\partial p}{\partial y})$ ,  $d[u]$ ,  $d[w]$ ,  $d\sigma_n$ ,  $d\tau$ ,  $dq_x$  et  $dq_y$  et les variables histoires sont  $dW_n$  et  $dW_s$ .

On peut constater, d'après les résultats d'essais hydromécaniques de différents auteurs (Olsson [85], Hans [50]), que la transmissivité du joint rocheux est fonction du niveau de contrainte normale et tangentielle, de la résistance d'éponte du joint (JCS), de la rugosité du joint (JRC), de l'énergie spécifique normale imposée sur le joint et de l'énergie spécifique de cisaillement imposée sur le joint, ainsi que de la pression d'eau injectée.

$$T = T(\sigma'_n, W'_n, \tau, W_s, p, JCS, JRC) \quad (5.53)$$

Pour notre modèle incrémental non linéaire, nous choisissons la relation suivante pour définir la transmissivité du joint rocheux :

$$T = T(\sigma'_n, W'_n, \tau, W_s, p) \quad (5.54)$$

Nous savons que l'identité d'Euler pour les fonctions de plusieurs variables de degré 1 s'écrit :

$$\forall x, y, z, \dots \in \mathbb{R} \times \mathbb{R} : df(x, y, z, \dots) = \frac{\partial f}{\partial x} dx + \frac{\partial f}{\partial y} dy + \frac{\partial f}{\partial z} dz + \dots$$

où les dérivées partielles  $\frac{\partial f}{\partial x}$ ,  $\frac{\partial f}{\partial y}$  et  $\frac{\partial f}{\partial z}$  sont des fonctions homogènes de degré 0.

Nous obtenons alors la relation suivante pour la variation de transmissivité du joint rocheux :

$$dT = \frac{\partial T}{\partial \sigma'_n} d\sigma'_n + \frac{\partial T}{\partial W'_n} dW'_n + \frac{\partial T}{\partial \tau} d\tau + \frac{\partial T}{\partial W_s} dW_s + \frac{\partial T}{\partial p} dp \quad (5.55)$$

Nous savons par ailleurs que :

$$\begin{cases} d\sigma'_n = \frac{\partial \sigma'_n}{\partial [u]} d[u] + \frac{\partial \sigma'_n}{\partial [w]} d[w] = D_{nn} d[u] + D_{ns} d[w] \\ dW'_n = \sigma'_n d[u] \\ d\tau = \frac{\partial \tau}{\partial [u]} d[u] + \frac{\partial \tau}{\partial [w]} d[w] = D_{sn} d[u] + D_{ss} d[w] \\ dW_s = \tau d[w] \end{cases} \quad (5.56)$$

A partir de la relation 5.56 et de l'équation 5.55, nous sommes conduit à :

$$\begin{aligned} dT &= \frac{\partial T}{\partial \sigma'_n} (D_{nn} d[u] + D_{ns} d[w]) + \frac{\partial T}{\partial W'_n} \sigma'_n d[u] \\ &+ \frac{\partial T}{\partial \tau} (D_{sn} d[u] + D_{ss} d[w]) + \frac{\partial T}{\partial W_s} \tau d[w] + \frac{\partial T}{\partial p} dp \end{aligned} \quad (5.57)$$

$$dT = \left( \frac{\partial T}{\partial W'_n} \sigma'_n + \frac{\partial T}{\partial \sigma'_n} D_{nn} + \frac{\partial T}{\partial \tau} D_{sn} \right) d[u] + \left( \frac{\partial T}{\partial \sigma'_n} D_{ns} + \frac{\partial T}{\partial W_s} \tau + \frac{\partial T}{\partial \tau} D_{ss} \right) d[w] + \frac{\partial T}{\partial p} dp \quad (5.58)$$

Pour plus de simplicité, nous choisissons les paramètres  $A$  et  $B$  :

$$\begin{cases} A = \frac{\partial T}{\partial W'_n} \sigma'_n + \frac{\partial T}{\partial \sigma'_n} D_{nn} + \frac{\partial T}{\partial \tau} D_{sn} \\ B = \frac{\partial T}{\partial \sigma'_n} D_{ns} + \frac{\partial T}{\partial W_s} \tau + \frac{\partial T}{\partial \tau} D_{ss} \end{cases} \quad (5.59)$$

Donc l'incrément de transmissivité s'exprime par la relation suivante :

$$dT = Ad[u] + Bd[w] + \frac{\partial T}{\partial p} dp \quad (5.60)$$

Nous ajoutons l'équation 5.60 dans l'équation 5.52 :

$$\begin{cases} dq_x = - \left( \frac{1}{\mu_w} \right) \left( T d\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right) + (Ad[u] + Bd[w] + \frac{\partial T}{\partial p} dp) \frac{\partial p}{\partial x} \right) \\ dq_y = - \left( \frac{1}{\mu_w} \right) \left( T d\left(\frac{\partial p}{\partial y}\right) + (Ad[u] + Bd[w] + \frac{\partial T}{\partial p} dp) \frac{\partial p}{\partial y} \right) \end{cases} \quad (5.61)$$

Les formules précédentes peuvent également s'écrire sous la forme :

$$\begin{cases} dq_x = - \left( \frac{1}{\mu_w} \right) \left( A \frac{\partial p}{\partial x} d[u] + B \frac{\partial p}{\partial x} d[w] + \frac{\partial T}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial x} dp + T d\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right) \right) \\ dq_y = - \left( \frac{1}{\mu_w} \right) \left( A \frac{\partial p}{\partial y} d[u] + B \frac{\partial p}{\partial y} d[w] + \frac{\partial T}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial y} dp + T d\left(\frac{\partial p}{\partial y}\right) \right) \end{cases} \quad (5.62)$$

### 5.5.3 Forme matricielle de la loi constitutive hydromécanique

Finalement, compte tenu des hypothèses indiquées, la loi constitutive hydromécanique du joint s'établit à l'aide des relations 5.39, 5.41 et 5.62 :

$$\begin{pmatrix} d\sigma_n \\ d\tau \\ dq_x \\ dq_y \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} D_{nn} & D_{ns} & b & 0 & 0 \\ D_{sn} & D_{ss} & \beta b \tan(\delta) & 0 & 0 \\ -\frac{1}{\mu_w} A \frac{\partial p}{\partial x} & -\frac{1}{\mu_w} B \frac{\partial p}{\partial x} & -\frac{1}{\mu_w} \frac{\partial T}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial x} & -\frac{1}{\mu_w} T & 0 \\ -\frac{1}{\mu_w} A \frac{\partial p}{\partial y} & -\frac{1}{\mu_w} B \frac{\partial p}{\partial y} & -\frac{1}{\mu_w} \frac{\partial T}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial y} & 0 & -\frac{1}{\mu_w} T \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d[u] \\ d[w] \\ dp \\ d\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right) \\ d\left(\frac{\partial p}{\partial y}\right) \end{pmatrix} \quad (5.63)$$



Dans une première étape, nous considérons que l'eau est incompressible, et donc  $\frac{\partial T}{\partial p}$  égale zéro .

$$\begin{pmatrix} d\sigma_n \\ d\tau \\ dq_x \\ dq_y \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} D_{nn} & D_{ns} & b & 0 & 0 \\ D_{sn} & D_{ss} & \beta b \tan(\delta) & 0 & 0 \\ -\frac{1}{\mu_w} A \frac{\partial p}{\partial x} & -\frac{1}{\mu_w} B \frac{\partial p}{\partial x} & 0 & -\frac{1}{\mu_w} T & 0 \\ -\frac{1}{\mu_w} A \frac{\partial p}{\partial y} & -\frac{1}{\mu_w} B \frac{\partial p}{\partial y} & 0 & 0 & -\frac{1}{\mu_w} T \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d[u] \\ d[w] \\ dp \\ d(\frac{\partial p}{\partial x}) \\ d(\frac{\partial p}{\partial y}) \end{pmatrix} \quad (5.64)$$

Il convient maintenant de formuler les paramètres ci-dessus et leurs variations, à partir des essais hydromécaniques disponibles.

## 5.6 Formulation des résultats expérimentaux et identification des paramètres hydrauliques

Si l'on néglige la compressibilité de l'eau, aux troisième et quatrième lignes du tenseur hydromécanique (équation 5.63) la réponse en incrément de débit est due à trois contributions, celles du déplacement relatif normal, du déplacement relatif tangentiel et du gradient hydraulique de l'interface du joint.

$$\begin{cases} dq_x = - \left( \frac{1}{\mu_w} \right) \left( A \frac{\partial p}{\partial x} d[u] + B \frac{\partial p}{\partial x} d[w] + T d\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right) \right) \\ dq_y = - \left( \frac{1}{\mu_w} \right) \left( A \frac{\partial p}{\partial y} d[u] + B \frac{\partial p}{\partial y} d[w] + T d\left(\frac{\partial p}{\partial y}\right) \right) \end{cases} \quad (5.65)$$

La contribution liée aux variations du déplacement relatif normal et du déplacement relatif tangentiel dépend respectivement de l'énergie spécifique normale imposée et de l'énergie spécifique de cisaillement communiquée au joint, (réversible + irréversible) dans le cas d'un cisaillement. Comme indiqué ci-dessus, nous avons choisi de séparer l'énergie en énergie normale et énergie du cisaillement (équation 5.66), car la transmissivité hydraulique d'un joint est toujours une fonction décroissante de l'énergie normale tandis qu'elle est une fonction décroissante ou croissante (dans le cas de la dilatance) de l'énergie de cisaillement. L'approche utilisant l'énergie est intéressante car elle permet de prendre en considération des chemins de sollicitation variés (par exemple cisaillement à contrainte normale constante ou à rigidité normale imposée).

On constate que la transmissivité du joint rocheux est fonction du niveau de contrainte normale ( $\sigma'_n$ ), de l'énergie spécifique normale imposée ( $W'_n$ ), de la contrainte de cisaillement  $\tau$  et de l'énergie spécifique de cisaillement imposée sur le joint ( $W_s$ ), soit en séparant les contributions :

$$T(\sigma'_n, W'_n, \tau, W_s) = f(\sigma'_n, W'_n) + g(\tau, W_s) \quad (5.66)$$

Au paragraphe suivant nous allons présenter les fonctions  $f(\sigma'_n, W'_n)$  et  $g(\tau, W_s)$ .

### 5.6.1 Formulation analytique des variations de transmissivité sur chemin de compression en fonction de la contrainte normale et de l'énergie spécifique normale pour les joints rocheux

Comme nous l'avons indiqué, il existe une relation entre la contrainte normale et l'énergie spécifique normale et la transmissivité. Pour cela, les courbes de transmissivité en fonction de l'énergie spécifique normale des essais de compression simple (Hans [50]) sont tracés, par exemple l'essai 2 $\sigma$ 2 est montré à la figure 5.14.

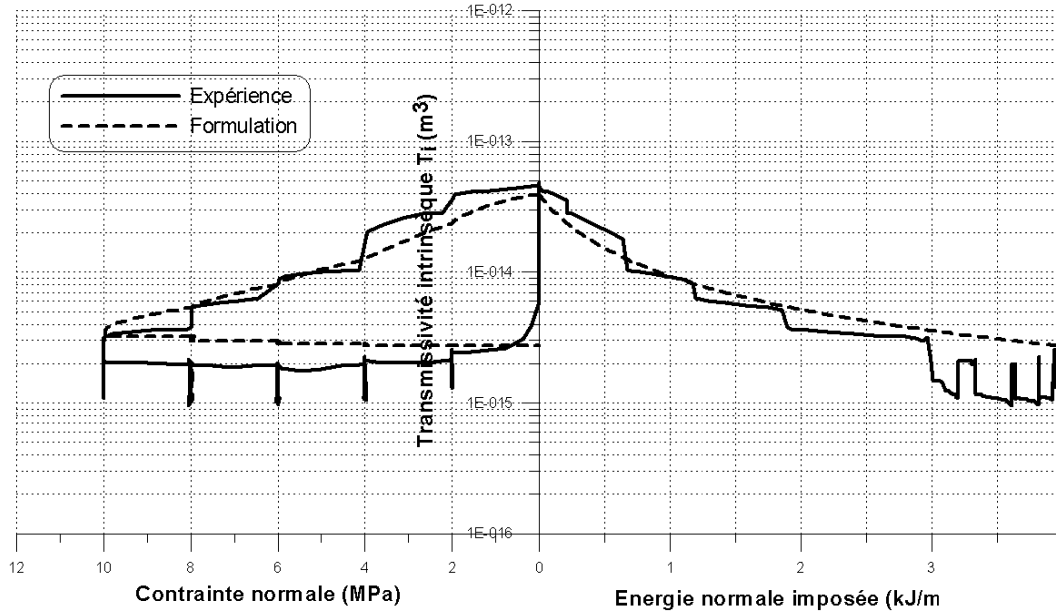


FIG. 5.14 – Variations de la transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale effective, et de l'énergie spécifique normale imposée pour l'essai 2 $\sigma$ 2 (compression simple), sur une réplique de joint de type 2 (réalisé par Hans [50]).

La courbe la plus proche du résultat obtenu, traduisant les irréversibilités en charge-décharge, est de type :

$$T_n = f(\sigma'_n, W'_n) = \frac{T_{n0}}{\left(1 + \frac{\sigma'_n}{\sigma'_{n0}}\right)^\xi \left(1 + \frac{W'_n}{W'_{n0}}\right)^\zeta} \quad (5.67)$$

où

Essai	$\sigma'_{n0}$ (MPa)	$\xi$	$W'_{n0}$ (kJ/m <sup>2</sup> )	$\zeta$
1 $\sigma$ 1	4.0	1.0	0.40	1.75
1 $\sigma$ 2	8.0	1.0	0.50	2.10
2 $\sigma$ 1	3.0	1.2	0.40	1.25
2 $\sigma$ 2	3.0	1.0	1.20	1.10

TAB. 5.1 – Paramètres de formulation analytique de chemin de compression simple

- $T_{n0}$  : transmissivité correspondant à une contrainte normale très faible.
- $\sigma'_{n0}$ ,  $W'_{n0}$ ,  $\xi$ ,  $\zeta$  : paramètres empiriques.

Comme nous l'avons vu, dans le modèle de Divoux modifié, la variable d'histoire  $W'_n$  est une fonction toujours croissante. En charge, la contrainte et l'énergie spécifique normale augmentent ; par contre en décharge la contrainte diminue mais l'énergie spécifique normale reste constante en raison de sa définition. C'est la raison pour laquelle nous l'avons utilisée afin de prendre en compte les hystérésis en décharge. Les paramètres hydrauliques correspondant aux quatre essais hydromécaniques en compression simple sont présentés au tableau 5.1.

### 5.6.2 Formulation analytique des variations de transmissivité sur chemin de cisaillement direct à contrainte normale constante en fonction de la contrainte de cisaillement et de l'énergie spécifique imposée de cisaillement pour les joints rocheux

L'équation 5.66 implique que la transmissivité du joint rocheux est somme du l'effet de déplacement relatif normal du joint (équation 5.67) et de son déplacement relatif tangentiel. Donc, dans les essais effectués par Hans [50], la transmissivité mesurée, est somme des deux effets précédents. Ainsi, afin de tracer les courbes de transmissivité due au déplacement relatif tangentiel ( $T|_{[w]}$ ) en fonction de la contrainte de cisaillement et de l'énergie spécifique imposée de cisaillement, nous utilisons l'équation 5.68. Dans cette formule  $T_n$  est calculée par l'équation 5.67, et  $T|_{total}$  est le résultat issu des essais hydromécaniques.

$$T|_{[w]} = T|_{total} - T_n \quad (5.68)$$

Sur la figure 5.15, les courbes de transmissivités totale, du déplacement relatif normal et du déplacement relatif tangentiel, sont tracées en fonction de l'énergie spécifique imposée de cisaillement. Il est évident que dans la phase de dilatance, la transmissivité due au déplacement relatif normal est plus grande

que la transmissivité total, et donc la valeur correspondant à la transmissivité due au déplacement relatif tangentiel est négative.

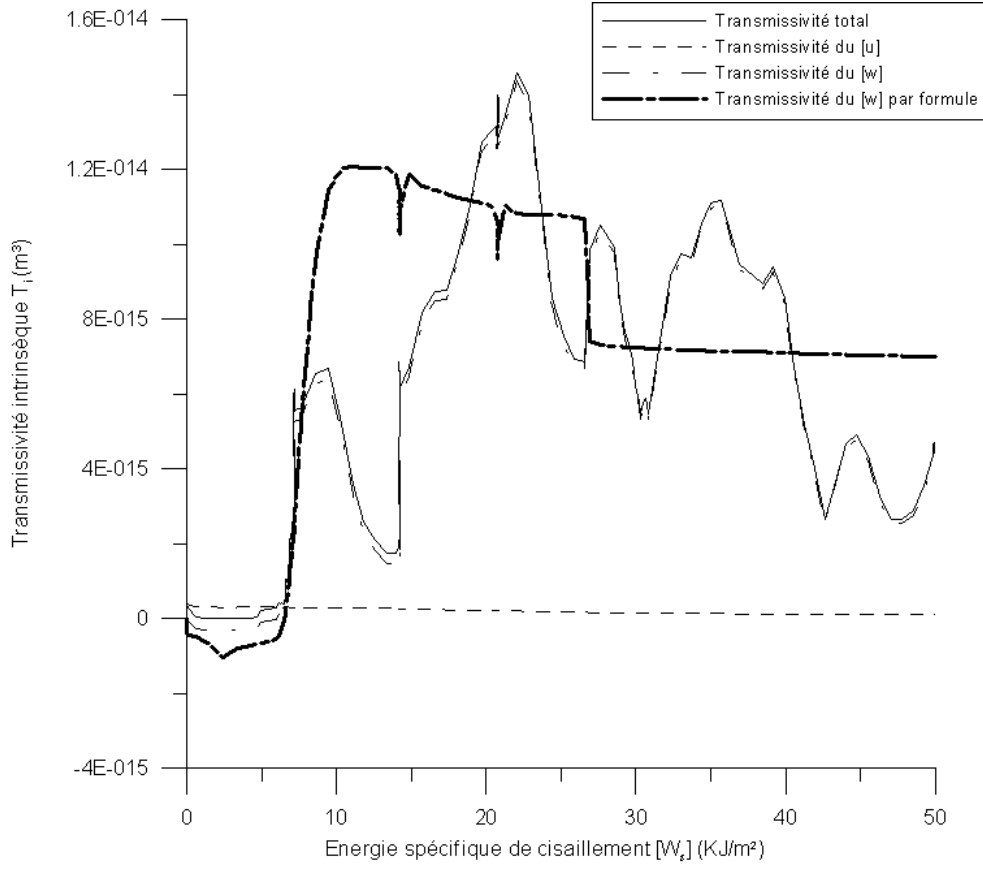


FIG. 5.15 – Variation de la transmissivité intrinsèque en fonction de l'énergie spécifique imposée de cisaillement pour l'essai 1 $\tau$ 1 (cisaillement à contrainte normale constante  $\sigma_n = 4\text{MPa}$ ), sur une réplique de joint de type 1 (réalisé par Hans [50]).

L'originalité de la formulation actuelle consiste à séparer la variation de transmissivité du joint en trois parties. La première ( $F(W_s)$ ) est fonction de l'énergie spécifique imposée de cisaillement ( $W_s$ ) et correspond à une faible dégradation des épontes durant la sollicitation (contractance-dilatance). La seconde ( $G(W_s)$ ), également fonction de  $W_s$ , prend en compte la dégradation des aspérités (contractance). La troisième ( $H(\tau)$ ) fonction de la contrainte de cisaillement  $\tau$ , permet de prendre tout particulièrement en compte la forte influence du changement du sens de la sollicitation. On a alors :

$$g(\tau, W_s) = \frac{1}{H(\tau)} 10^{F(W_s)+G(W_s)} \quad (5.69)$$

Pour s'assurer que la fonction passe par l'origine du graphe, nous utilisons

l'expression suivante de l'équation 5.69.

$$g(\tau, W_s) = \frac{1}{H(\tau)}(10^{F(W_s)+G(W_s)} - T_{s0}) \quad (5.70)$$

avec  $T_{s0}$  : transmissivité correspondant à la fine de phase de compression de joint rocheux.

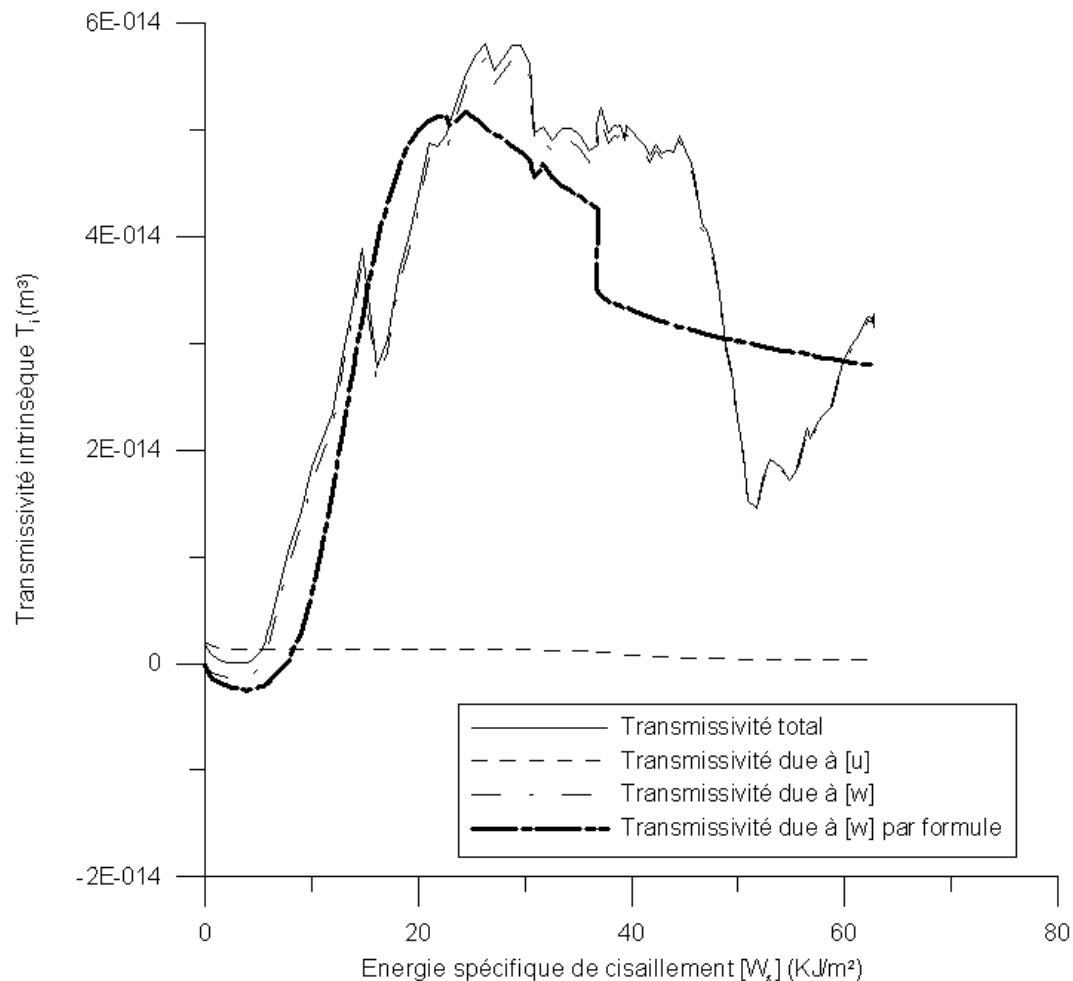


FIG. 5.16 – Variation de la transmissivité intrinsèque en fonction de l'énergie spécifique imposée de cisaillement pour l'essai 2τ1 (cisaillement à contrainte normale constante  $\sigma_n = 4\text{MPa}$ ), sur une réplique de joint de type 1 (réalisé par Hans [50]).

#### 5.6.2.1 Formulation pour la variation de transmissivité sans dégradation des épontes rocheuses :

La figure 5.16 montre la variation de la transmissivité en fonction de l'énergie spécifique imposée de cisaillement ( $W_s$ ) pour un essai à contrainte normale

constante lorsqu'il n'y a pas de dégradation durant le cisaillement. Après une chute de la transmissivité initiale, jusqu'à un minimum, on observe un palier. Afin de définir cette évolution, nous utilisons l'équation suivante comprenant 4 paramètres A, B, C et D.

$$F(W_s) = \text{Log}(T_{s0}) - AW_s e^{-BW_s} + C \tanh(DW_s) \quad (5.71)$$

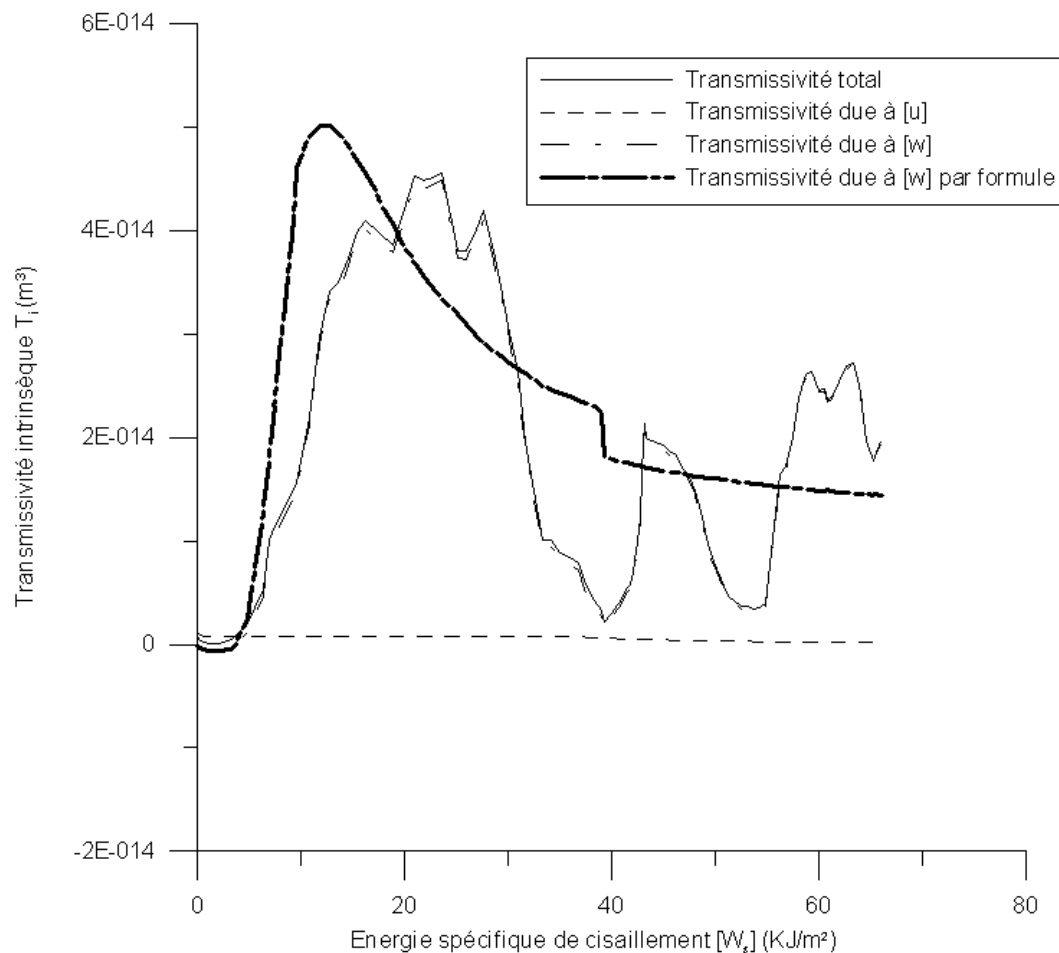


FIG. 5.17 – Variation de la transmissivité intrinsèque en fonction de l'énergie spécifique imposée de cisaillement pour l'essai 174 (cisaillement à contrainte normale constante  $\sigma_n = 4\text{MPa}$ ), sur une réplique de joint de type 1 (réalisé par Hans [50]).

#### 5.6.2.2 Formulation pour la variation de transmissivité due à la dégradation des épontes rocheuses :

La figure 5.17 montre la variation de la transmissivité en fonction de  $W_s$  quand il y a dégradation des épontes. Pour décrire cette évolution, nous utili-

sons l'équation suivante comprenant 2 paramètres E et F.

$$G(W_s) = \frac{EW_s^2}{W_s^2 + F^2} \quad (5.72)$$

### 5.6.2.3 Formulation pour la variation de transmissivité due à un changement de sens de sollicitation :

Afin de prendre en compte le changement de sens de sollicitation qui a un effet important sur la variation de la transmissivité, nous proposons la fonction suivante comprenant 2 paramètres  $\tau_{pic}$  et  $\gamma$ .

$$H(\tau) = \frac{1}{(1 - (\frac{\tau}{\tau_{pic}}))^\gamma} \quad (5.73)$$

En combinant les équations 5.71 , 5.72 et 5.73 dans l'équation 5.70 ,nous arrivons à l'équation suivante (équation 5.74) :

$$g(\tau, W_s) = \frac{1}{(1 - (\frac{\tau}{\tau_{pic}}))^\gamma} \left( 10^{(\log(T_{s0}) - AW_s e^{-BW_s} + CTanh(DW_s) + \frac{EW_s^2}{W_s^2 + F^2})} - T_{s0} \right) \quad (5.74)$$

## 5.7 Dérivées partielles de transmissivité pour utilisation dans la loi hydromécanique incrémentalement non linéaire

Afin d'utiliser les équations 5.68, 5.74 dans la loi hydromécanique incrémentale non linéaire nous calculons la différentielle de la transmissivité par rapport aux variables  $\sigma'_n, W'_n$  dans l'équation 5.68 et par rapport aux variables  $\tau, W_s$  dans l'équation 5.74 .

$$dT = \frac{\partial f(\sigma'_n, W'_n)}{\partial \sigma'_n} d\sigma'_n + \frac{\partial f(\sigma'_n, W'_n)}{\partial W'_n} dW'_n + \frac{\partial g(\tau, W_s)}{\partial \tau} d\tau + \frac{\partial g(\tau, W_s)}{\partial W_s} dW_s \quad (5.75)$$

$$f(\sigma'_n, W'_n) = \frac{T_{n0}}{(1 + \frac{\sigma'_n}{\sigma_{n0}})^\xi (1 + \frac{W'_n}{W_{n0}})^\zeta}$$

$$\frac{\partial f(\sigma'_n, W'_n)}{\partial \sigma'_n} = \frac{-\xi T_{n0}}{\sigma'_{n0} (1 + \frac{\sigma'_n}{\sigma_{n0}})^{\xi+1} (1 + \frac{W'_n}{W_{n0}})^\zeta} \quad (5.76)$$

$$\frac{\partial f(\sigma'_n, W'_n)}{\partial W'_n} = \frac{-\zeta T_{n0}}{W'_{n0}(1 + \frac{\sigma'_n}{\sigma'_{n0}})^\xi (1 + \frac{W'_n}{W'_{n0}})^{\zeta+1}} \quad (5.77)$$

$$g(\tau, W_s) = \frac{1}{(1 - (\frac{\tau}{\tau_{pic}}))^\gamma} \left( 10^{(\log(T_{s0}) - AW_s e^{-BW_s} + CTanh(DW_s) + \frac{EW_s^2}{W_s^2 + F^2})} - T_{s0} \right) \quad (5.78)$$

$$\frac{\partial g(\tau, W_s)}{\partial \tau} = \frac{\gamma}{\tau_{pic}(1 - (\frac{\tau}{\tau_{pic}}))^{\gamma+1}} \left( 10^{(\log(T_{s0}) - AW_s e^{-BW_s} + CTanh(DW_s) + \frac{EW_s^2}{W_s^2 + F^2})} - T_{s0} \right) \quad (5.79)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial g(\tau, W_s)}{\partial W_s} &= \frac{1}{(1 - (\frac{\tau}{\tau_{pic}}))^\gamma} \left( 10^{(\log(T_{s0}) - AW_s e^{-BW_s} + CTanh(DW_s) + \frac{EW_s^2}{W_s^2 + F^2})} \right) * Ln(10) \\ &* \left( -Ae^{-BW_s} + ABW_s e^{-BW_s} + CD(1 - Tanh^2(DW_s) + \frac{2EF^2W_s}{(W_s^2 + F^2)^2}) \right) \end{aligned} \quad (5.80)$$

## 5.8 Conclusions

Ce chapitre propose donc une formulation générale d'une loi constitutive hydromécanique pour joints rocheux. En effet, le modèle ainsi construit présente un ensemble complet d'équations permettant de décrire le comportement hydromécanique d'une fracture sous contraintes normales et sous contraintes de cisaillements.

Nous avons présenté le modèle constitutif incrémental non linéaire de Divoux modifiée et nous avons fait une approche incrémental à l'aide de la formule de Darcy, de point de vue hydraulique, pour développer une modèle hydromécanique incrémental non linéaire.

Nous avons par ailleurs mis en évidence une relation entre la transmissivité et la contrainte normale et l'énergie normale imposée pour une sollicitation en compression simple et ainsi que une relation plus générale entre la transmissivité et la contrainte normale, l'énergie normale imposée, la contrainte de cisaillement et l'énergie de cisaillement imposée pour une sollicitation de cisaillement.

En chapitre suivante nous allons utiliser ce modèle hydromécanique afin de modéliser divers essais de compression simple et de cisaillement, en différentes chemin de sollicitation pour la valoriser.





## CHAPITRE 6

---

### Comparaison entre résultats expérimentaux et modélisation constitutive du comportement hydromécanique des joints rocheux

---

#### 6.1 Structure de ce chapitre

Ce chapitre est constitué d'applications de la loi hydromécanique incrémentalement non linéaire pour joints rocheux, déterminée au chapitre précédent, sur divers chemins de sollicitation. D'abord, les chemins de sollicitation, le long desquels nous avons développé la loi hydromécanique incrémentale non linéaire, vont être validés. Les chemins de compression simple et de cisaillement direct à contrainte normale constante sont les chemins principaux de notre loi. Ensuite nous allons simuler d'autres chemins sur lesquels nous pouvons faire des essais classiques, comme le chemin de cisaillement direct à rigidité normale imposée et le chemin de cisaillement direct à volume constant. Enfin nous verrons les résultats de modélisation de chemins plus complexes dans lesquels nous aurons des cycles de charge-décharge.

#### 6.2 Organigramme général d'intégration numérique du modèle hydromécanique incrémentale non linéaire (LHMIN)

Nous présentons à la figure 6.1 procédure de fonctionnement et d'intégration numérique du modèle hydromécanique incrémentale non linéaire sous le vocable LHMIN (Loi HydroMécanique Incrémentale Non linéaire), pour le cas

général où le chemin n'a rien particulier.

Le modèle dont les équations constitutives sont exposées au chapitre 5 a été programmée par FORTRAN. Par ailleurs, cet outil a permis de valider et identifier le modèle sur différents chemins et de calculer les réponses incrémentales correspondant à divers états.

### 6.3 Modélisation hydromécanique d'un essai de compression simple (charge-décharge)

Les chemins de compression hydromécanique fait partie des chemins d'identification. La modélisation a été réalisée par l'intégration de loi hydromécanique en compression simple. L'identification du modèle sur des chemins de compression a été réalisée à partir des résultats expérimentaux de Hans [50]. Hans a réalisé des essais de compression simple sur des répliques en mortier de joints rocheux artificiels de granite (70x70 mm). Ces essais de compression ont été réalisés à une contrainte normale maximale de 10 MPa (figure 6.2a). L'écoulement est radial depuis un orifice de 5 mm de diamètre et jusqu'à une pression maximale de 1.5 MPa (figure 6.2b).

Les paramètres du modèle sont déterminés à partir de l'essai mécanique (tableau 6.1) et hydraulique (tableau 6.2).

D'une part, le modèle reproduit assez bien le comportement mécanique en charge et décharge (figure 6.3a), mais d'autre part, à contrainte normale faible (moins de 6 MPa), le modèle reproduit bien le comportement hydraulique en charge et décharge hydraulique. Mais à contrainte normale plus élevée (plus de 6 MPa), la transmissivité diminue plus que ne le prévoit le modèle laminaire, et donc le modèle surestime la valeur de débit volumique passant par la joint par rapport au débit volumique d'expérience. Les résultats de modélisation d'autres essais hydromécaniques en compression simple (réalisé par Hans [50]) sont présentés au annexe C.

Caractéristiques normales	
$k_{n0}(Pa/m)$	$7.26 \times 10^9$
$[u_n]_m(mm)$	1.20
$[u_n]_0(mm)$	1.00
$c_n(Pa^{-1}.m^{-1})$	$1.5 \times 10^{-4}$

TAB. 6.1 – Paramètres mécanique de la modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 1, 1σ1, réalisé par Hans [50] (cf. formule 5.25).

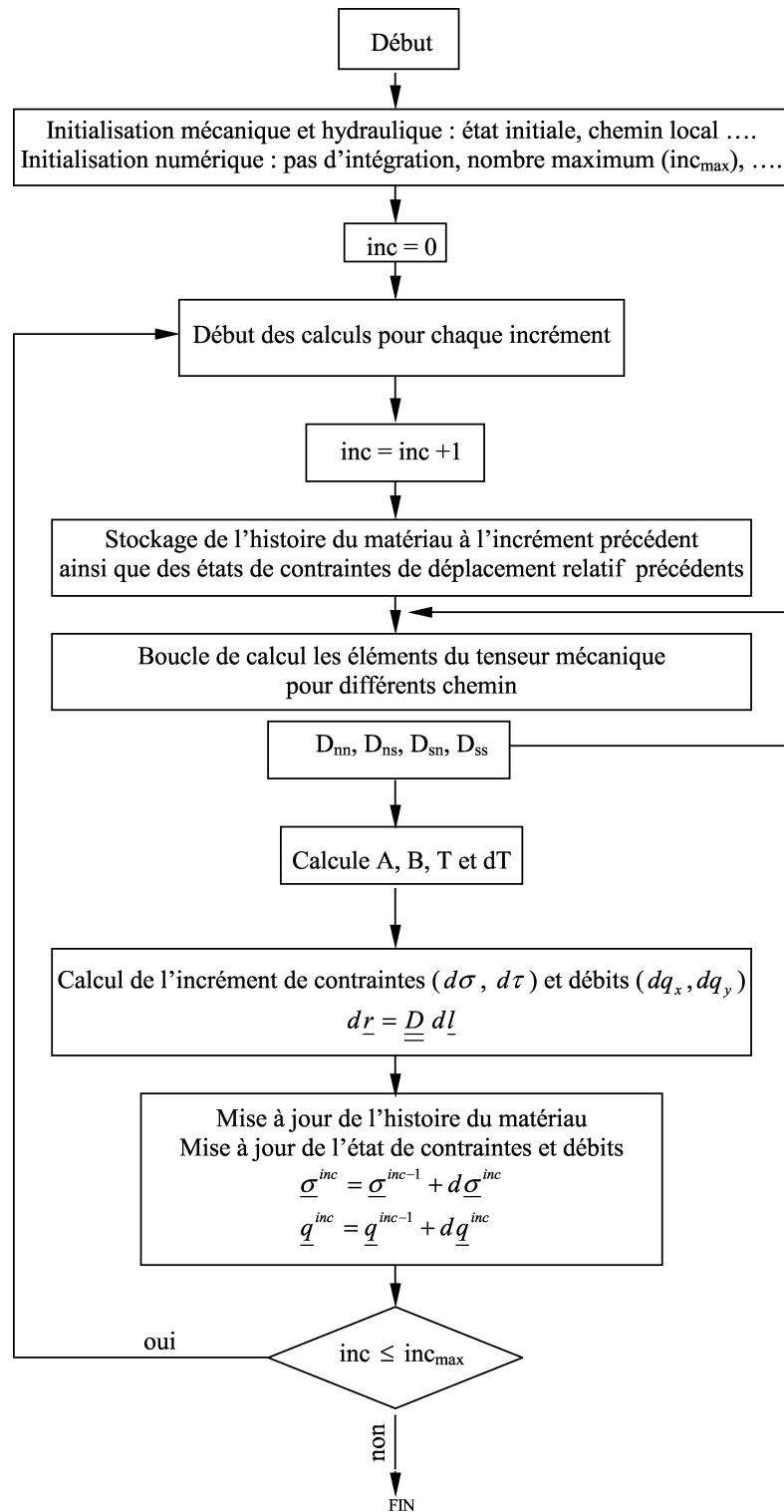


FIG. 6.1 – Organigramme général de fonctionnement et d'intégration numérique du modèle hydromécanique incrémentale non linéaire.

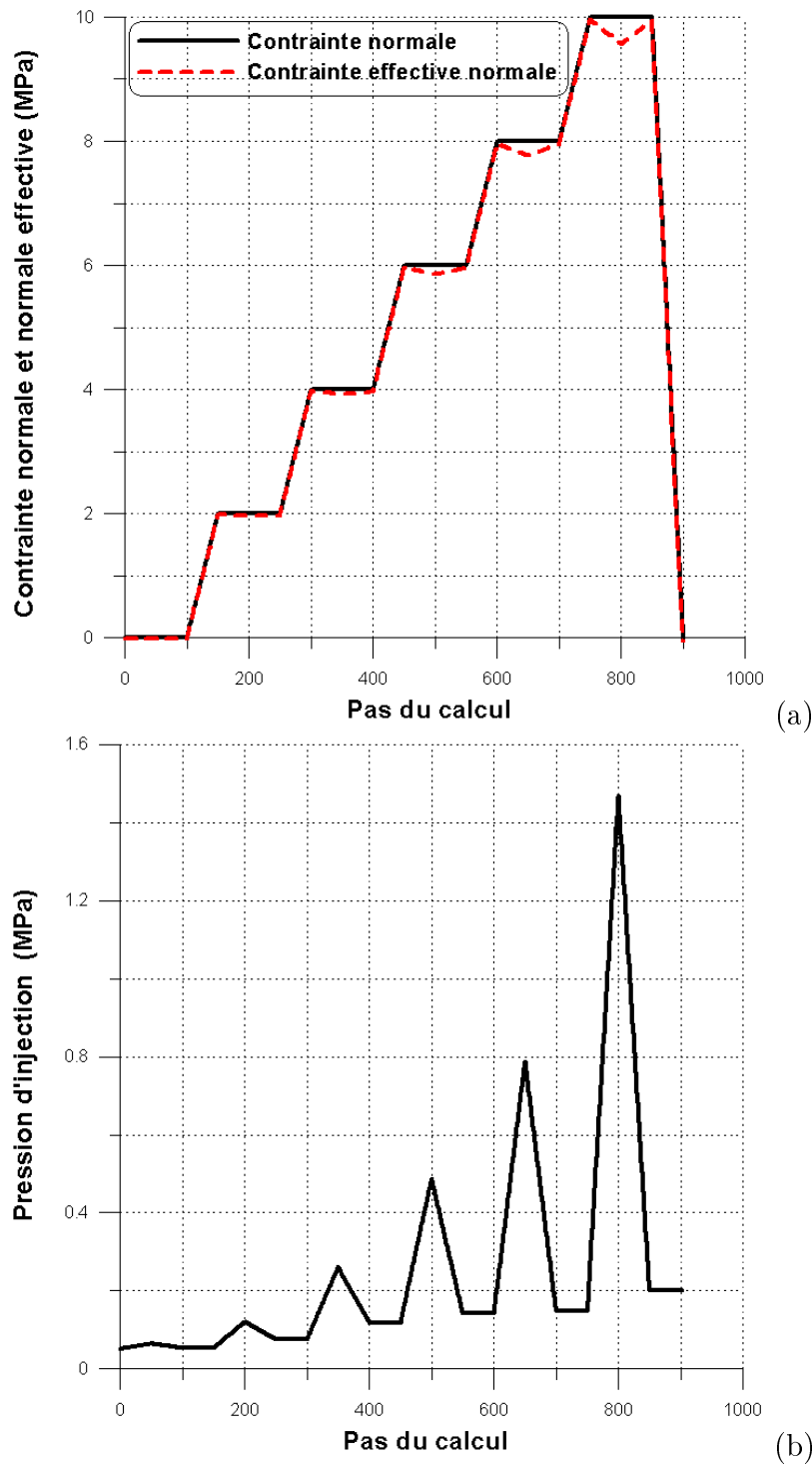


FIG. 6.2 – Programme de chargement, essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 1,  $1\sigma_1$ , (réalisé par Hans [50] réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) chemin de contrainte, (b) pression d'injection imposée.

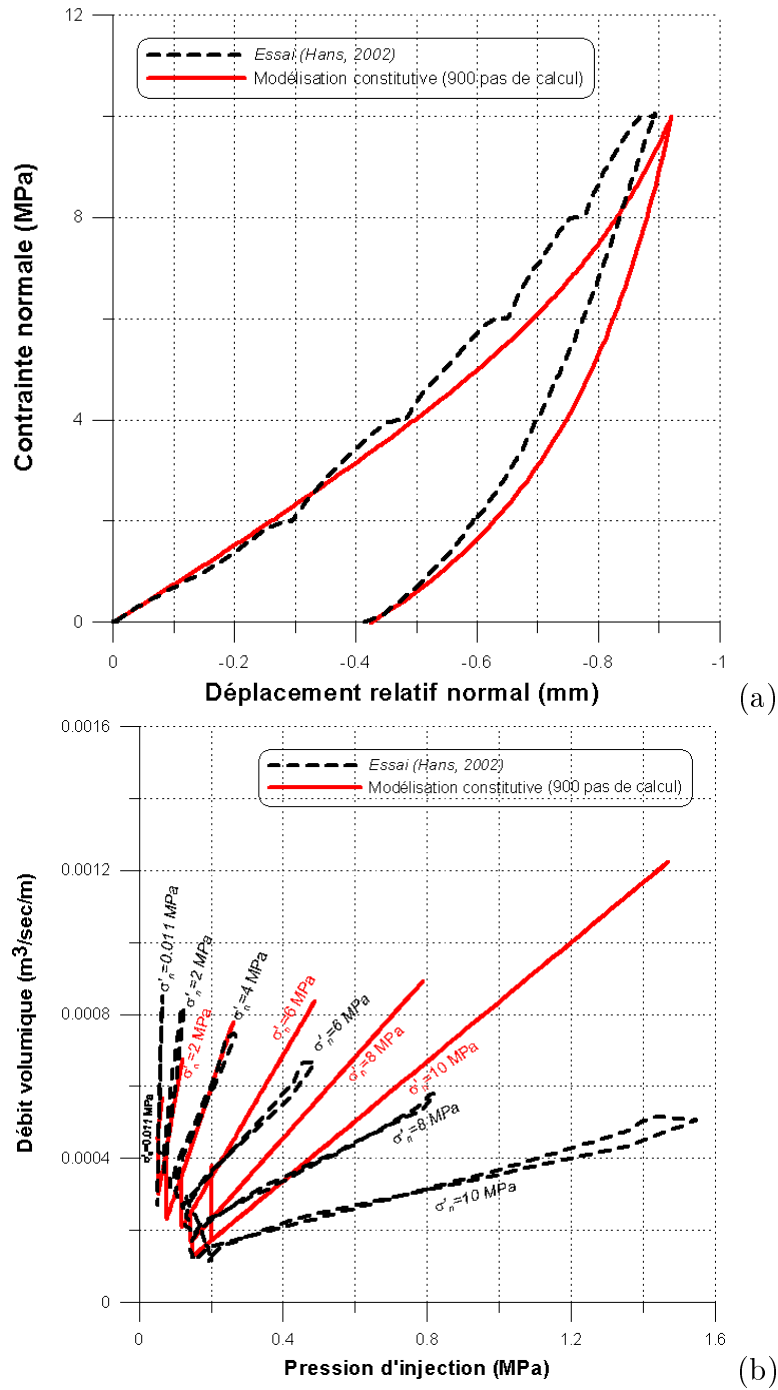


FIG. 6.3 – Modélisation constitutive d'essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 1, 1 $\sigma$ 1, (réalisé par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale, (b) débit volumique d'eau injectée en fonction de la pression d'injection.

Caractéristiques hydraulique	
$T_{n0}(m^3)$	$6.04 \times 10^{-14}$
$\sigma_{n0}(MPa)$	8.0
$\xi$	1.0
$W_{n0}(Pa.m.m^{-2})$	1000.0
$\zeta$	1.0

TAB. 6.2 – Paramètres hydraulique de la modélisation d’essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 1, 1 $\sigma$ 1, réalisé par Hans [50] (cf. formule 5.67).

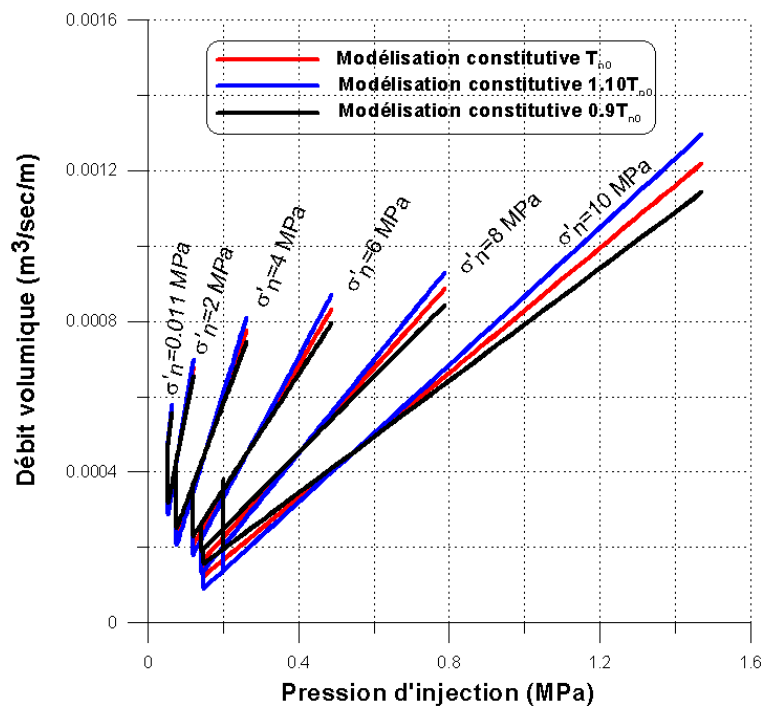


FIG. 6.4 – Réponse du modèle sur chemin à compression simple avec une variation de  $\pm 10\%$  de paramètre  $T_{n0}$ .

### 6.3.1 Etude de sensibilité d'un essai de compression simple

Les figures 6.4, 6.5 et 6.6 montrent les résultats d'une rapide étude de sensibilité des différents paramètres du modèle sur chemin de compression simple présentés en paragraphe 6.3, le but étant de mieux appréhender le rôle respectif de chacun.

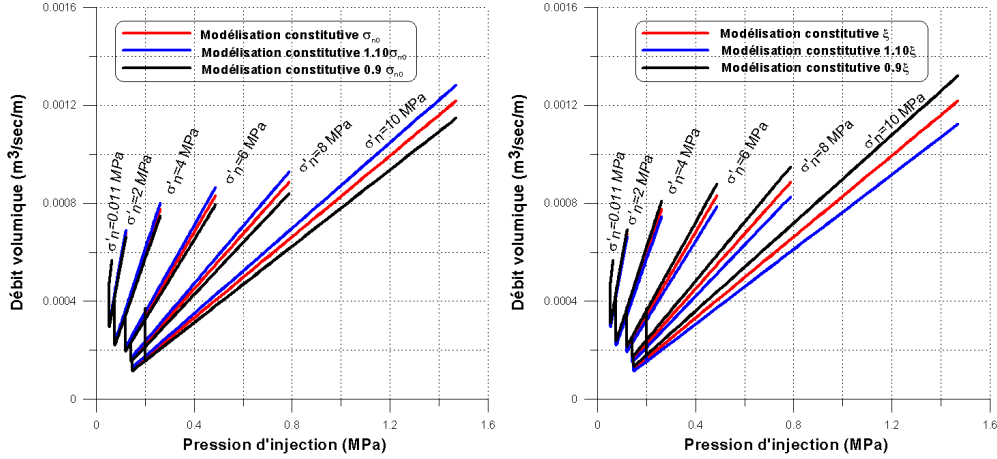


FIG. 6.5 – Réponse du modèle sur chemin à compression simple avec une variation de  $\pm 10\%$  de paramètre  $\sigma_{n0}$  et  $\xi$ .

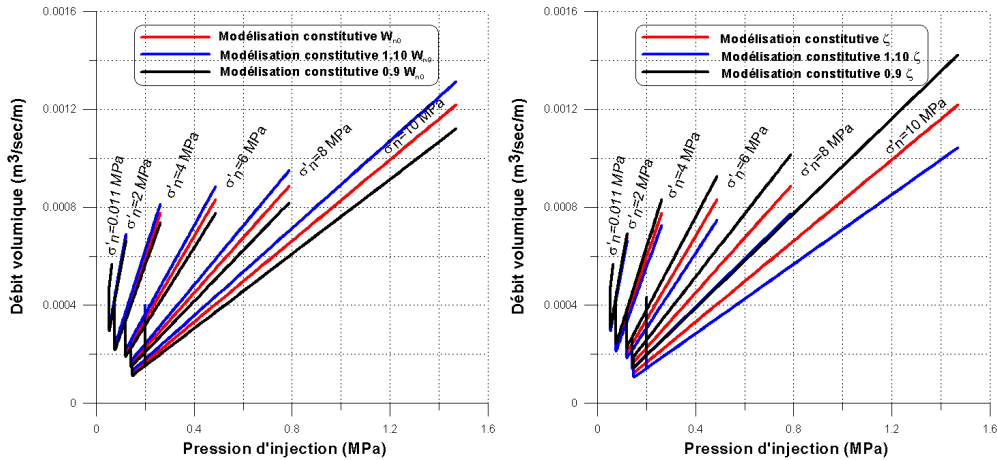


FIG. 6.6 – Réponse du modèle sur chemin à compression simple avec une variation de  $\pm 10\%$  de paramètre  $W_{n0}$  et  $\zeta$ .

La transmissivité initiale  $T_{n0}$  va influencer sur la valeur de débits travers du joint. On l'ajuste sur la pente initiale de la courbe (figure 6.4).

L'influence de la contrainte normale initiale et  $\xi$  des indentations se fait principalement sentir sur le chemin à compression simple (figure 6.5). La contrainte normale initiale et  $\xi$  vont agir sur la valeur de débit dans deux sens différence.



La pente des courbes pour les variations de  $\pm 10\%$  sont parfaitement dans deux cotés de la valeur initiale.

L'influence des paramètres contrainte normale initiale et  $\xi$  respectivement sont la même que les paramètres énergie normale initiale et  $\zeta$  (figure 6.5).

## 6.4 Modélisation hydromécanique d'un essai de cisaillement direct à contrainte normale constante (charge-décharge)

Les chemins de cisaillement direct à contrainte normale constante fait partie des chemins d'identification du modèle. La modélisation a été réalisée par intégration de la loi hydromécanique incrémentale non linéaire en cisaillement à contrainte normale constante.

Une réplique de joint en mortier (70x70 mm) est cisailée à contrainte normale constante (4 MPa). Un demi-cycle (charge-décharge) a été effectué avec des déplacements relatifs tangentiels extrêmes de 6 mm (figure 6.7a). La pression maximale dans le joint a été de 2.5 MPa (figure 6.7b). Les tableaux 6.3 et 6.4 résument les paramètres utilisés dans la modélisation. Pour caractéristiques de comportement en compression nous utilisons les paramètres qui ont été présentés au paragraphe 6.3.

La figure 6.8a traduit le comportement en cisaillement obtenu expérimentalement par Hans et celui qui a été calculé par notre modèle. Expérimentalement, il y a décroissance de la contrainte de cisaillement après le pic, le modèle permet de simuler ce type d'évolution de la contrainte de cisaillement qui est très proche du résultat expérimental. L'évolution du déplacement relatif normal calculé est présentée figure 6.8b et peut être comparée à la mesure. Il y a une bonne concordance entre le modèle constitutif et les résultats expérimentaux.

Comparons maintenant les résultats expérimentaux et les résultats de la modélisation constitutive de la partie hydraulique de l'essai. La comparaison des résultats expérimentaux et constitutifs de transmissivité, obtenus pour l'essai de cisaillement à contrainte normale constante est présentée à la figure 6.9a. On remarque tout d'abord, un relatif bon accord entre les résultats expérimentaux et constitutifs sauf en termes énergie (figure 6.9b) correspondant au déplacement relatif tangentiel de contractance maximale. On constate la relative mauvaise correspondance des résultats en termes de contractance du joint. Par contre la transmissivité au début et à la fin de l'essai avec une dégradation importante sont bien modélisés.

Nous allons à présent comparer les débits et les pressions mesuré avec ceux calculés constitutivement. La figure 6.9b présente les débits mesurés et calculés au cours de l'étape de chargement tangentielle de l'essai hydromécanique de

Caractéristiques du cisaillement		Caractéristiques de la dilatance	
$K_{sc}(Pa.m^{-1})$	$2.44 \times 10^{10}$	$i_0 (^\circ)$	7.75
$K_{sd}(Pa.m^{-1})$	$9.02 \times 10^9$	$[w]_i(mm)$	20
$\delta_r (^\circ)$	39.0	$W_{s0}(Pa.m)$	$5 \times 10^4$
$a_r(Pa)$	0.265	$\sigma_{n0}(Pa)$	$4 \times 10^6$
$[w]_r(mm)$	3.0	$W_{sf}(Pa.m)$	$8 \times 10^4$
$\delta_c (^\circ)$	36.5	$[u]_{df}(m.m)$	-0.35
$a_c(Pa)$	0.08		
$[w]_c(mm)$	-0.50		
$A_s$	0.287		
$c_s(Pa^{-1}.m^{-1})$	$2.0 \times 10^{-6}$		

TAB. 6.3 – Paramètres mécaniques de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique en mortier de joint de type 1, 1 $\tau$ 1, réalisé par Hans [50].

cisaillement à contrainte normale constante 1 $\tau$ 1 sur la réplique en mortier de joint de type 1. On constate à la fois une bonne et une mauvaise correspondance des résultats.

D'un point de vue quantitatif, on remarque immédiatement en comparant ces deux courbes, que l'on retrouve l'écart important entre les débits calculés et expérimentaux aux pressions élevées. Cet écart vient du changement du régime d'écoulement, de laminaire à turbulent, ce qui diminue la transmissivité au cours de la croissance de la pression.

La première situation à déplacement relatif nul présente des résultats quantitatifs assez conformes entre la modélisation constitutive et l'expérience. Par contre, on remarque que pour des déplacements relatifs tangentiels plus importants, les évolutions sont peu comparables.

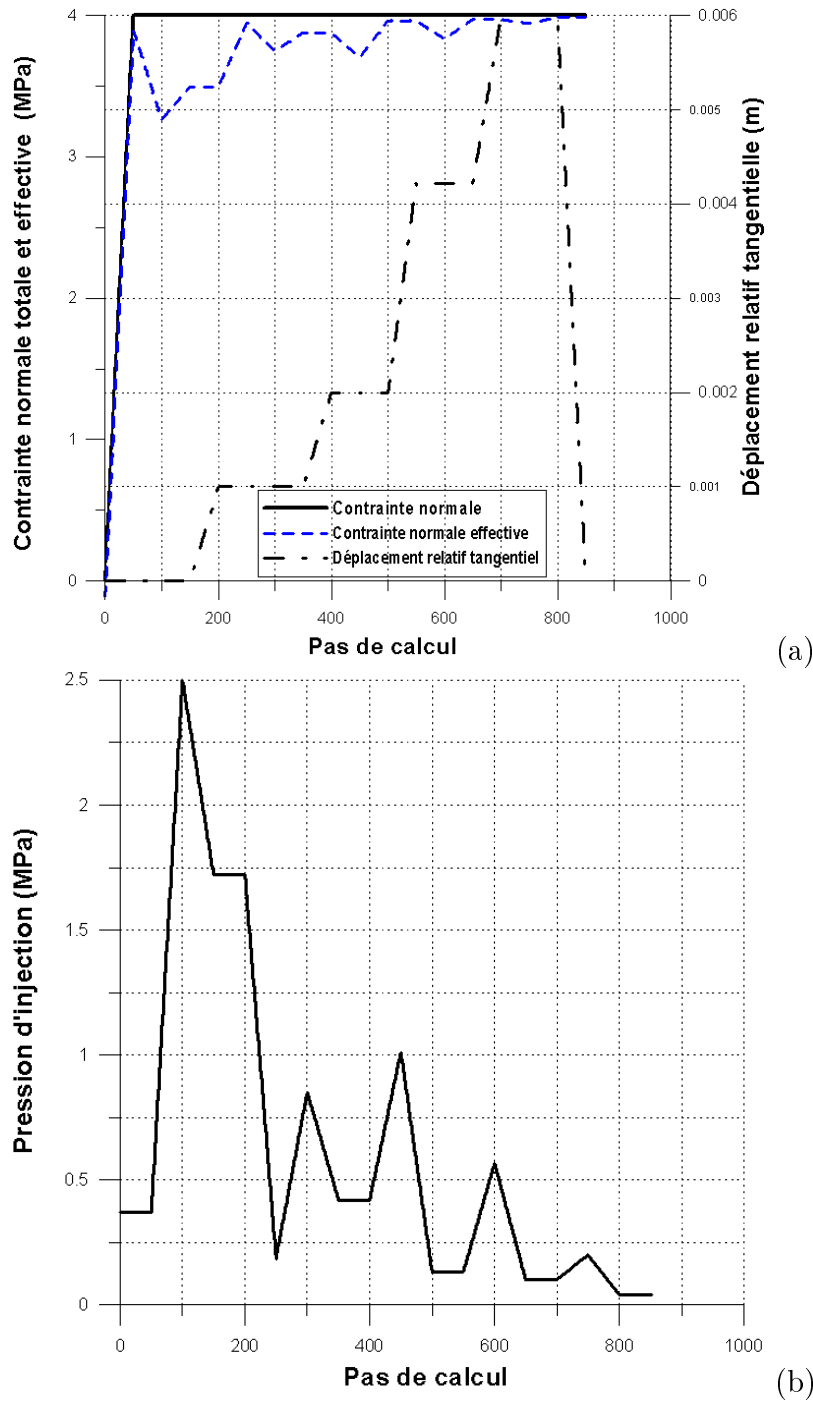


FIG. 6.7 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1,  $1\tau_1$ , (réalisé par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction de pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction de pas de calcul.

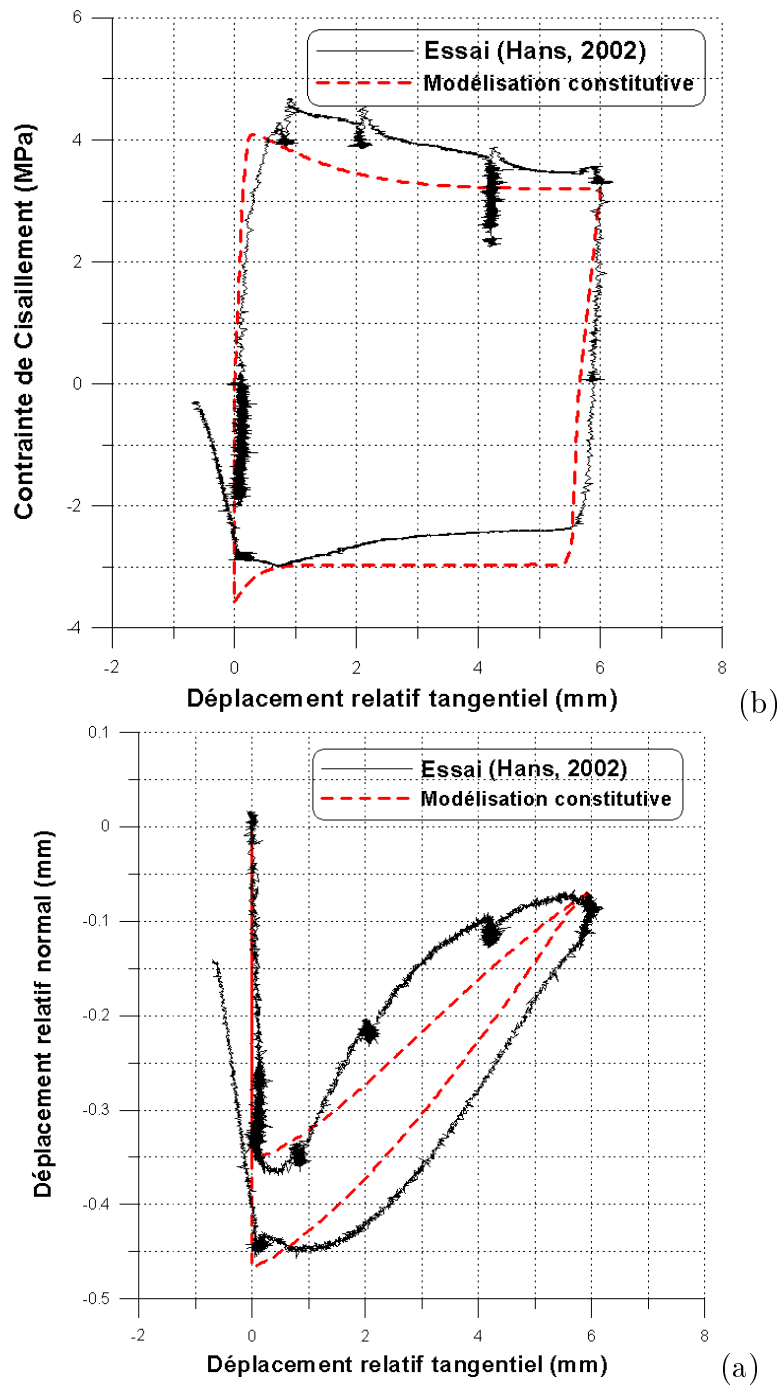


FIG. 6.8 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1,  $1\tau 1$ , (réalisé par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte tangentielle en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.

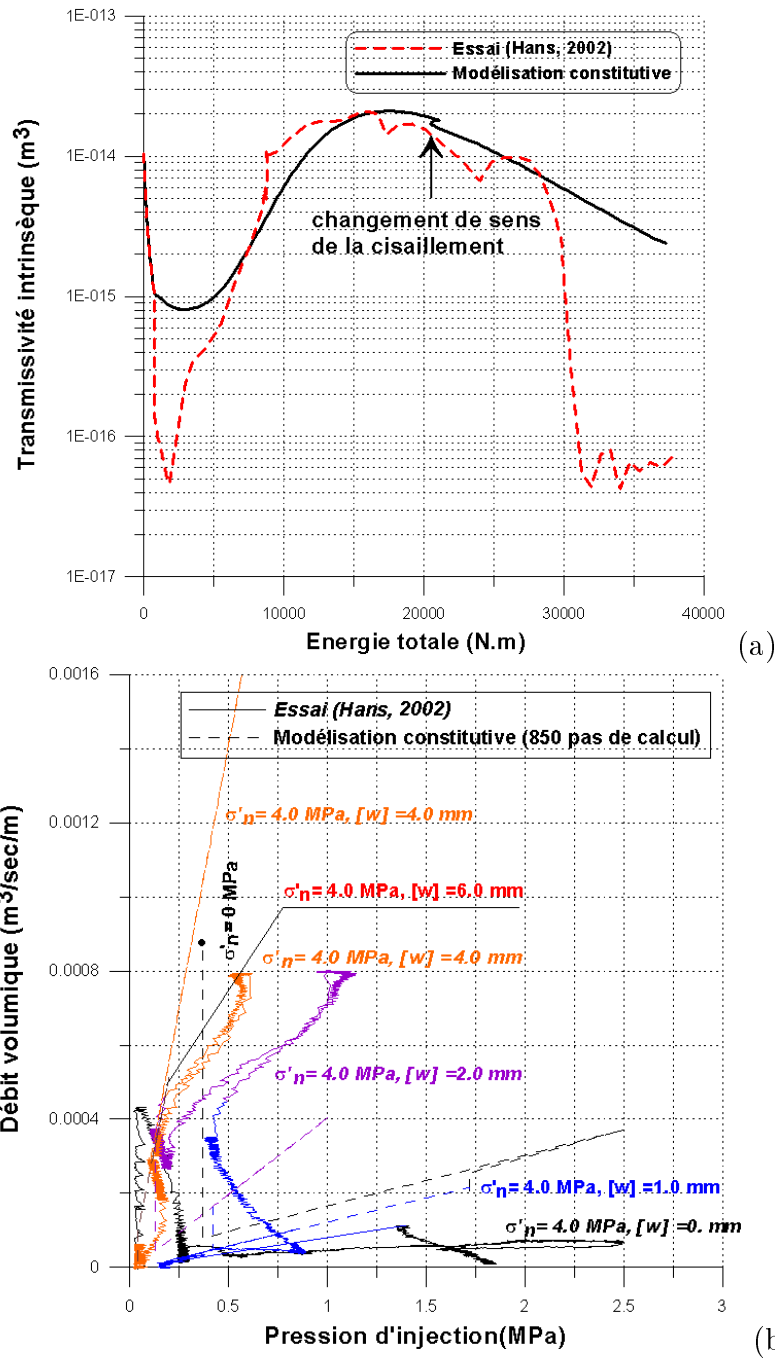


FIG. 6.9 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (réalisé par  $1\tau 1$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale, (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection.

Caractéristiques hydraulique	
$T_{s0}(m^3)$	$1.5 \times 10^{-16}$
$A$	2.18
$B$	0.287
$C$	2.80
$D$	0.95
$E$	-6.0
$F$	60.0
$\tau_{pic}(Pa)$	$4.0 \times 10^6$
$\gamma$	0.10

TAB. 6.4 – Paramètres hydrauliques de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique en mortier de joint de type 1, 171, réalisé par Hans [50].

## 6.5 Modélisation hydromécanique (validation) d'un essai de cisaillement direct à rigidité normale imposée (solicitation monotone)

On montre dans ce paragraphe que le modèle permet, à partir d'un jeu de paramètres définis pour des chemins de cisaillement à contrainte normale constante (CNC) et pour un chemin de compression simple, de simuler le comportement d'un de ces joints, sur chemins de cisaillement à rigidité normale imposée (KNC). Olsson a réalisé des essais hydromécaniques de compression simple et de cisaillement CNC et KNC sur des joints naturels de granite et des répliques en mortier de ces mêmes joints. Dans ce paragraphe nous modélisons les essais de cisaillement à rigidité normale imposée réalisées sur les joints naturels de granite (C39). Les essais de cisaillement à rigidité normale imposée sont réalisés pour deux niveaux de rigidité normale externe (1 et 2 MPa/mm) et pour deux niveaux de contrainte normale initiale (2 et 4 MPa). Ces essais de cisaillement direct sont considérés comme unidirectionnels.

Les paramètres mécaniques du modèle sont déterminés à partir d'un essai de compression simple cyclique et d'un essai de cisaillement à contrainte normale constante (tableau 6.5). Nous avons déterminé les paramètres hydrauliques à partir des ouvertures hydrauliques calculées pour le même essai, par Olsson [85] (tableau 6.6). Nous n'avons qu'un demi-cycle de cisaillement (charge) à notre disposition et Olsson a mesuré les paramètres hydrauliques pour 8 mm de déplacement relatif tangentiel. Nous n'avons pas beaucoup d'informations pour comparer le débit en fonction de la pression injectée, donc nous allons modéliser l'évolution de la transmissivité en fonction de l'énergie de cisaillement.

La figure 6.10 illustre l'évolution de la contrainte de cisaillement obtenue expérimentalement et par notre modélisation constitutif pour le chargement

monotone de cisaillement sur chemin de cisaillement à rigidité normale imposée ( $K = 1 \text{ MPa/mm}$ ) avec un niveau de contrainte normale initiale de 2 MPa. Rappelons que la rigidité tangentielle du modèle ne dépend pas de la contrainte normale, ce qui implique que le pic de contrainte est obtenu pour un déplacement relatif tangentiel inférieur à la réalité, avec le modèle constitutif. Le modèle reproduit assez bien le comportement normal (figure 6.11), pour la sollicitation sur chemin à rigidité normale imposée. Du point de vue hydraulique, le modèle a conduit à des résultats assez satisfaisants (figure 6.12). Les transmissivités mesurée expérimentalement et calculée par le modèle constitutif, coïncident notamment à l'état résiduel.

Caractéristiques de cisaillement		Caractéristiques de dilatace et normale	
$K_{sc}(Pa.m^{-1})$	$4.70 \times 10^9$	$i_0 (^\circ)$	8.0
$K_{sd}(Pa.m^{-1})$	$9.00 \times 10^9$	$[w]_i(mm)$	17.0
$\delta_r (^\circ)$	45.0	$W_{s0}(Pa.m)$	$2 \times 10^6$
$a_r(Pa)$	0.0	$\sigma_{n0}(Pa)$	$3.7 \times 10^7$
$[w]_r(mm)$	13.0	$W_{sf}(Pa.m)$	$2.5 \times 10^5$
$\delta_c (^\circ)$	28.0	$[u]_{df}(m.m)$	-0.50
$a_c(Pa)$	0.0	$k_{n0}(Pa.m^{-1})$	$1.1 \times 10^{10}$
$[w]_c(mm)$	-2.0	$[u]_m(mm)$	0.35
$A_s$	0.15	$[u]_0(mm)$	0.20
$c_s(Pa^{-1}.m^{-1})$	$5.0 \times 10^{-6}$	$c_n(Pa^{-1}.m^{-1})$	$0.8 \times 10^{-4}$

TAB. 6.5 – Paramètres mécaniques de l'essai hydromécanique de cisaillement direct monotone à rigidité normale imposée sur le joint de Granite (C39) ( $K = 1 \text{ MPa/mm}$ ,  $\sigma_{n0} = 2 \text{ MPa}$ ), réalisé par Olsson [85].

Caractéristiques hydrauliques normales		Caractéristiques hydrauliques de cisaillement	
$T_{n0}(m^3)$	$2.20 \times 10^{-11}$	$T_{s0}(m^3)$	$1.01 \times 10^{-16}$
$\sigma_n(MPa)$	2.0	$A$	75.0
$\xi$	2.0	$B$	1.45
$W_n(Pa.m.m^{-2})$	500.0	$C$	5.37
$\zeta$	2.8	$D$	1.00
		$E$	0.0
		$F$	50.0
		$\tau_{pic}(Pa)$	$2.03 \times 10^6$
		$\gamma$	0.0

TAB. 6.6 – Paramètres hydrauliques de l'essai hydromécanique de cisaillement direct monotone à rigidité normale imposée sur le joint de Granite (C39) ( $K=1$  MPa/mm,  $\sigma_{n0} = 2$  MPa), réalisé par Olsson [85].

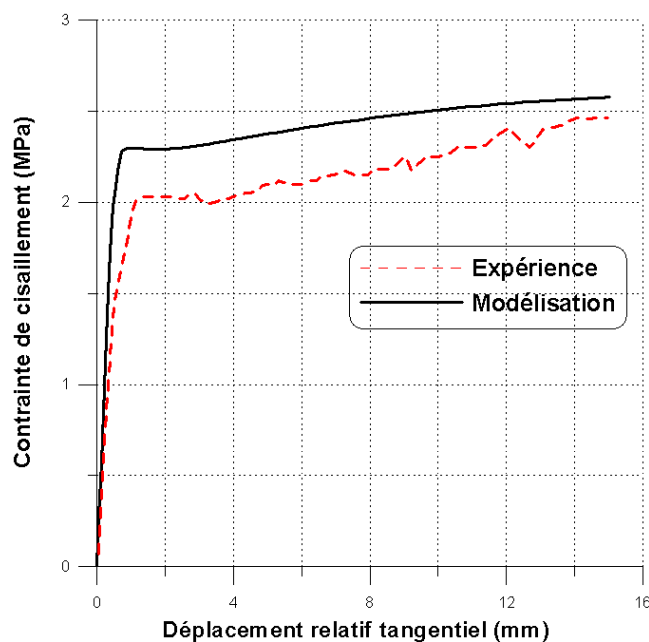


FIG. 6.10 – Essai hydromécanique de cisaillement direct monotone à rigidité normale imposée sur le joint de Granite (C39) ( $K=1$  MPa/mm,  $\sigma_{n0} = 2$  MPa), contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel. Essai par Olsson [85] et modélisation constitutive mécanique.



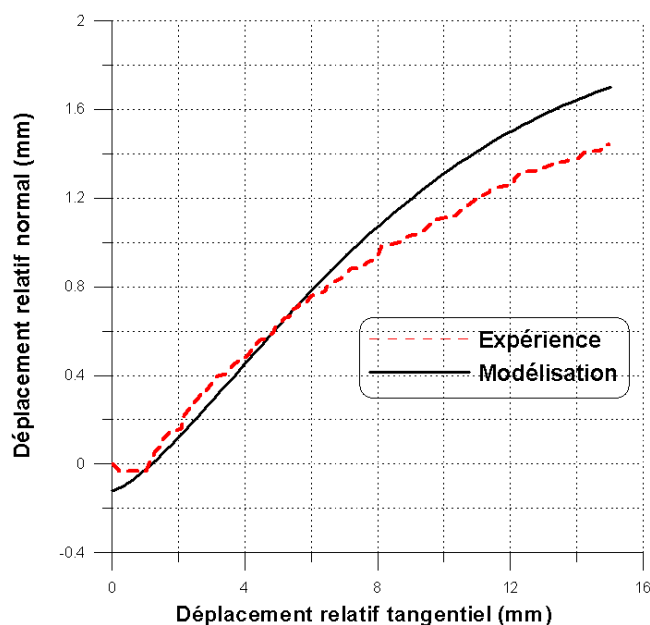


FIG. 6.11 – Essai hydromécanique de cisaillement direct monotone à rigidité normale imposée sur le joint de Granite (C39) ( $K = 1 \text{ MPa/mm}$ ,  $\sigma_{n0} = 2 \text{ MPa}$ ), déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel. Essai par Olsson [85] et modélisation constitutive mécanique.

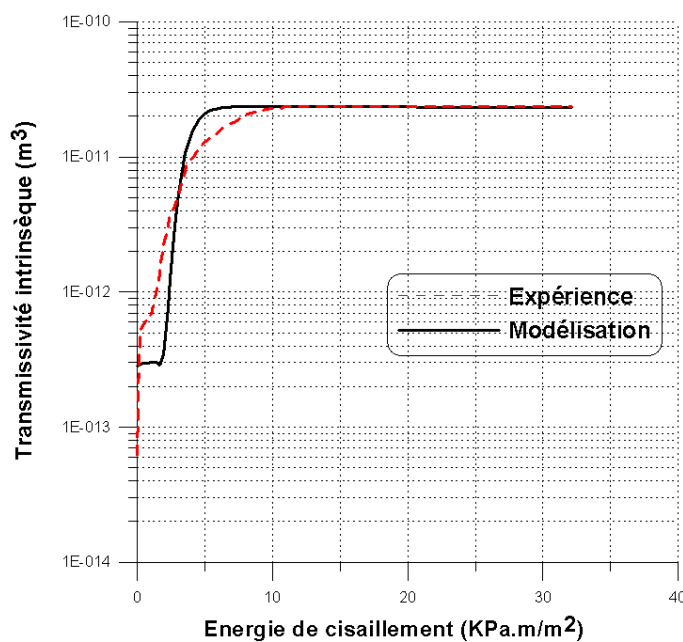


FIG. 6.12 – Essai hydromécanique de cisaillement direct monotone à rigidité normale imposée sur le joint de Granite (C39) ( $K = 1 \text{ MPa/mm}$ ,  $\sigma_{n0} = 2 \text{ MPa}$ ), transmissivité intrinsèque en fonction de l'énergie de cisaillement. Essai par Olsson [85] et modélisation constitutive mécanique.

## 6.6 Modélisation hydromécanique (identification) d'un essai de compression simple cyclique, sur joint F1

Nous modélisons le comportement des joints naturels F1, F2, JS1 et JS2 testés lors de nos essais de compression simple cyclique. Les résultats et la description des échantillons sont donnés au chapitre 4. Nous modélisons tout d'abord les essais de compression simple cycliques consistant en trois cycles de charge-décharge à niveau croissant de contrainte normale (40 MPa, 70 MPa, 110 MPa) pour l'échantillon F1. Les résultats pour les joints F2, JS1 et JS2 sont présentés en annexe C.

Les paramètres utilisés pour le calcul sont donnés aux tableaux 6.7 et 6.8. La figure 6.13 présente les résultats expérimentaux de contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal des cycles de compression et la modélisation de ces cycles. Globalement, on observe une bonne correspondance entre le comportement simulé et les résultats expérimentaux pour cet essai de compression. On peut cependant remarquer que la compression au deuxième cycle (second niveau de contrainte normale), révèle expérimentalement un comportement quasiment élastique, alors qu'avec le modèle, le déplacement relatif normal irréversible augmente à chaque cycle.

Les figures 6.14, 6.15, 6.16 et 6.17 présentent la modélisation et les résultats expérimentaux des essais sur le joint F1. La transmissivité calculée (figure 6.14) est globalement assez satisfaisant, on a en particulier une très bonne estimation de la transmissivité en premier cycle. La dégradation des épontes au cours des essais est importante ; des ruptures d'aspérités se produisent et expliquent les différences que l'on obtient en termes de transmissivité, et aussi nous pouvons relier cette décroissance de la transmissivité au passage de l'écoulement du régime laminaire au régime turbulent.

Nous avons réalisé et modélisé trois cycles hydrauliques sous trois niveaux de contrainte normale (figures 6.15, 6.16 et 6.17). Ces cycles sont présentés dans le plan "Pression-Débit". Depuis un point de départ, nous avons fait varier expérimentalement le débit à l'aide la vanne R2 (cf. Chapitre sur la réalisation expérimentale, figure 4.5) pour chaque joint soumis à différentes contraintes normales.

Nous pouvons observer deux types de comportements :

- Cycles à plus bas niveau de contrainte normale : On a une bonne estimation du débit en fonction de la pression hydraulique (figure 6.15).
- Cycles à niveaux plus élevés de contrainte normale : Globalement on n'observe pas une très bonne correspondance entre le comportement simulé et les résultats expérimentaux (figures 6.16 et 6.17), sauf aux faibles niveaux de pression d'injection, les raisons de cette coïncidence aux faibles pression d'injection et de la divergence essai modélisation aux plus forts

pression d'injection sont vraisemblablement : 1) le passage du régime laminaire au régime turbulent qui " couche " les courbes expérimentales, mais non les courbes modélisées. 2) la dégradation des épontes a u cours des cycles, qui crée un hystérésis expérimental, mais non modélisé. Rappelons une fois de plus que la loi de Darcy utilisée dans notre modèle hydromécanique, est seulement valable pour un écoulement laminaire.

Caractéristiques de dilatance et normale	
$k_{n0}(Pa.m^{-1})$	$5.0 \times 10^{10}$
$[u]_m(mm)$	3.0
$[u]_0(mm)$	1.50
$c_n(Pa^{-1}.m^{-1})$	$0.3 \times 10^{-4}$

TAB. 6.7 – Paramètres mécaniques de l'essai hydromécanique de compression simple cyclique sur le joint F1.

Caractéristiques hydrauliques normales	
$T_{n0}(m^3)$	$1.08 \times 10^{-13}$
$\sigma_n(MPa)$	6.0
$\xi$	2.0
$W_n(Pa.m.m^{-2})$	5000.0
$\zeta$	2.6

TAB. 6.8 – Paramètres hydrauliques de l'essai hydromécanique de compression simple cyclique sur le joint F1.

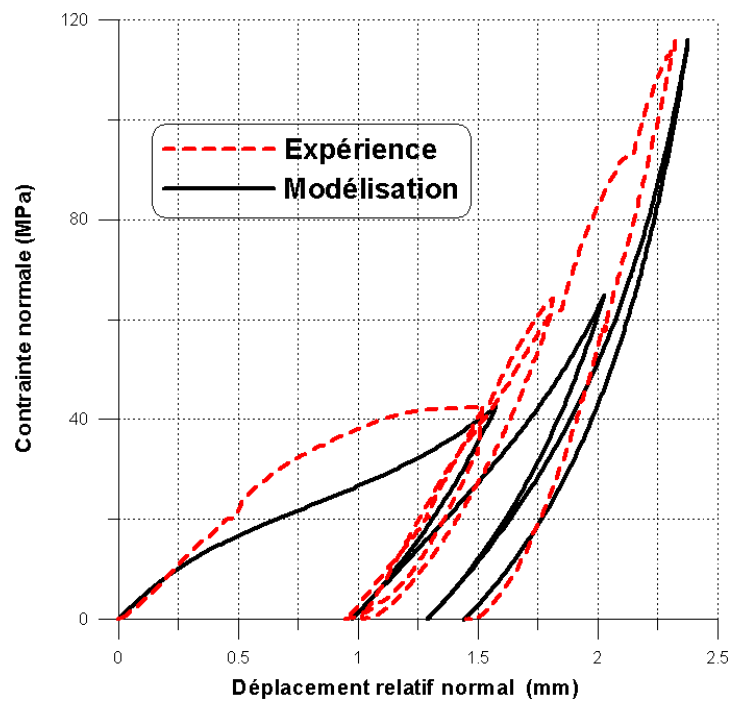


FIG. 6.13 – Essai hydromécanique de compression simple sur le joint F1, déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale, essai et modélisation constitutive mécanique.

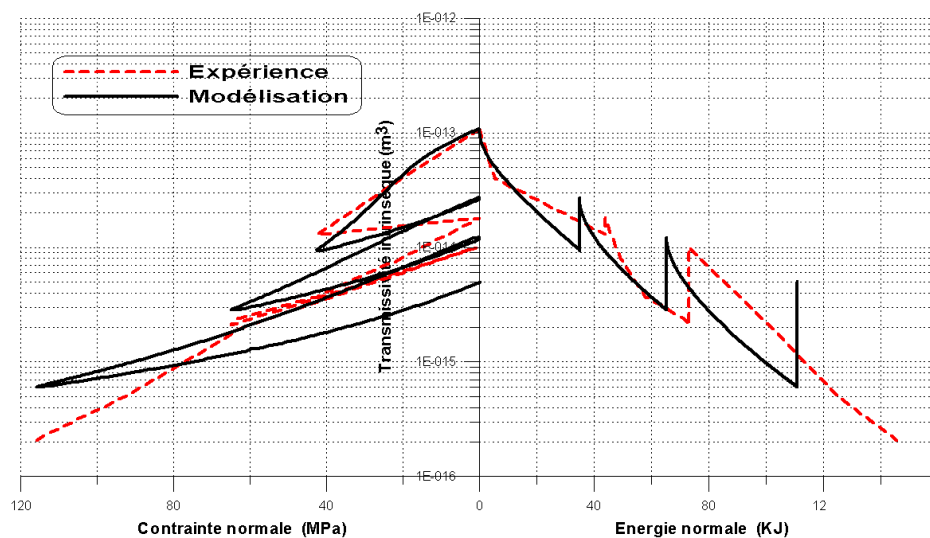


FIG. 6.14 – Essai hydromécanique de compression simple sur le joint F1, transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et de l'énergie normale.

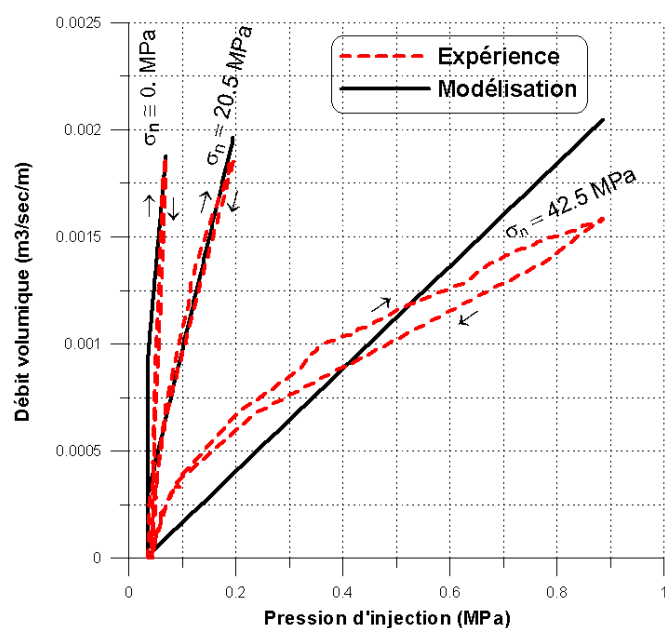


FIG. 6.15 – Essai hydromécanique de compression simple sur le joint F1 ( $\sigma_n = 0 - 20 - 40$  MPa), débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection, essai et modélisation constitutive hydraulique.

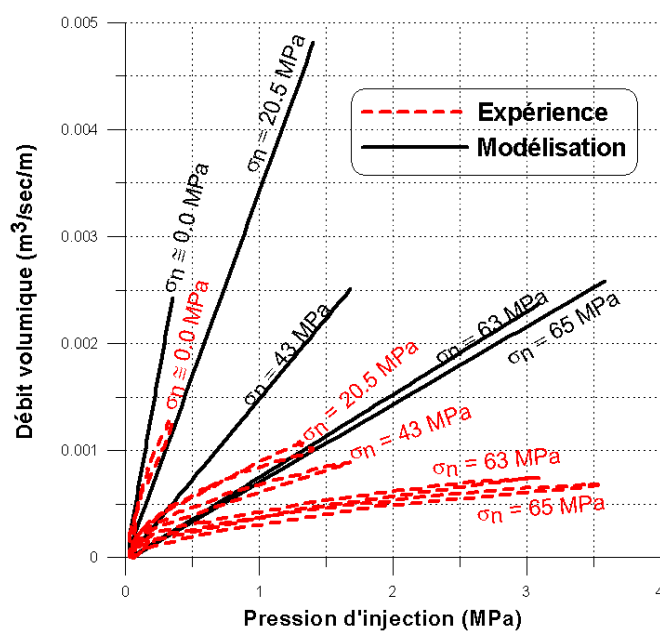


FIG. 6.16 – Essai hydromécanique de compression simple sur le joint F1 ( $\sigma_n = 0 - 70$  MPa), débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection, essai et modélisation constitutive hydraulique.

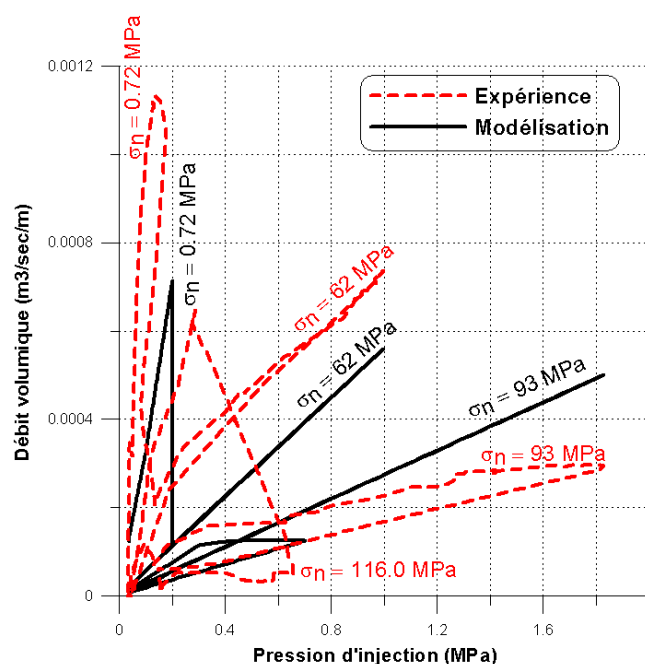


FIG. 6.17 – Essai hydromécanique de compression simple sur le joint F1 ( $\sigma_n = 0 - 110$  MPa), débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection, essai et modélisation constitutive hydraulique.

## 6.7 Modélisation hydromécanique (identification) d'un essai de compression simple cyclique, Olsson (1999)

Nous modélisons ici le comportement hydromécanique en compression simple cyclique du joint de granite qui a déjà été présenté au paragraphe 6.5.

Nous modélisons l'essai de compression cyclique consistant en trois cycles de charge-décharge (jusqu'à 4 MPa). Les paramètres mécaniques et hydrauliques de la modélisation constitutive sont exposés dans les tableaux 6.9 et 6.10.

On présente (figure 6.18) d'une part les résultats expérimentaux et d'autre part les résultats de la simulation constitutive en termes de contrainte normale et de déplacement relatif normal pour l'essai en compression simple jusqu'à 4 MPa au maximum. Le comportement obtenu avec le modèle est relativement proche de l'expérience pour les trois cycles de compression, en termes de contrainte normale et de déplacement relatif normal. On peut remarquer que les compressions successives à même niveau de contrainte normale, révèlent expérimentalement un comportement quasiment élastique (excepté pour le premier cycle), alors qu'avec le modèle, le déplacement relatif normal irréversible augmente à chaque cycle.

Dans cette série de cycles le chemin de pression n'est pas disponible, donc on regarde l'évolution de la transmissivité en fonction de la contrainte normale et de l'énergie normale (figure 6.19). Ces modélisations constitutives indiquent une parfaite concordance du modèle avec les résultats expérimentaux (figure 6.19).

Caractéristiques de dilatance et normale	
$k_{n0}(Pa.m^{-1})$	$7.62 \times 10^8$
$[u]_m(mm)$	2.0
$[u]_0(mm)$	1.50
$c_n(Pa^{-1}.m^{-1})$	$0.8 \times 10^{-4}$

TAB. 6.9 – Paramètres mécaniques de l'essai hydromécanique de compression simple cyclique sur le joint de granite (C39), réalisé par Olsson [85].

Caractéristiques hydrauliques normales	
$T_{n0}(m^3)$	$2.20 \times 10^{-11}$
$\sigma_n(MPa)$	2.0
$\xi$	2.8
$W_n(Pa.m.m^{-2})$	500.0
$\zeta$	2.6

TAB. 6.10 – Paramètres hydrauliques de l'essai hydromécanique de compression simple cyclique sur le joint de granite (C39), réalisé par Olsson [85].

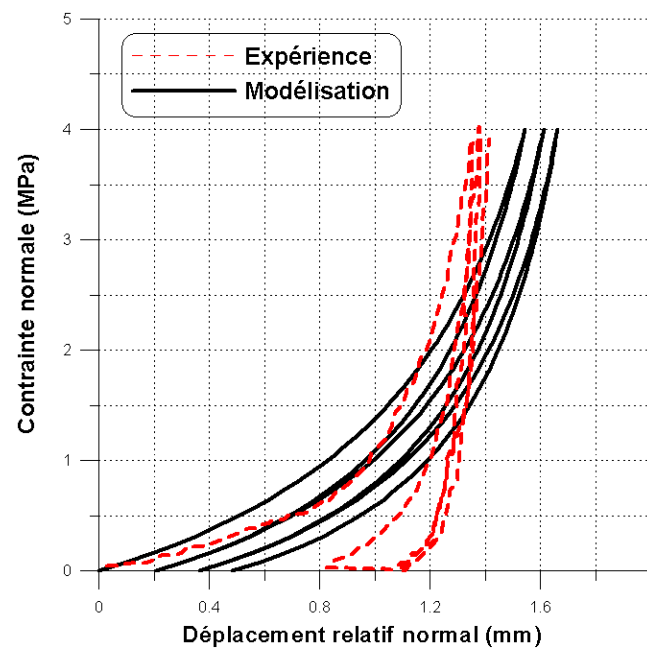


FIG. 6.18 – Essai hydromécanique de compression simple cyclique sur le joint de granite (C39), déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale. Essai réalisé par Olsson [85] et modélisation constitutive mécanique.

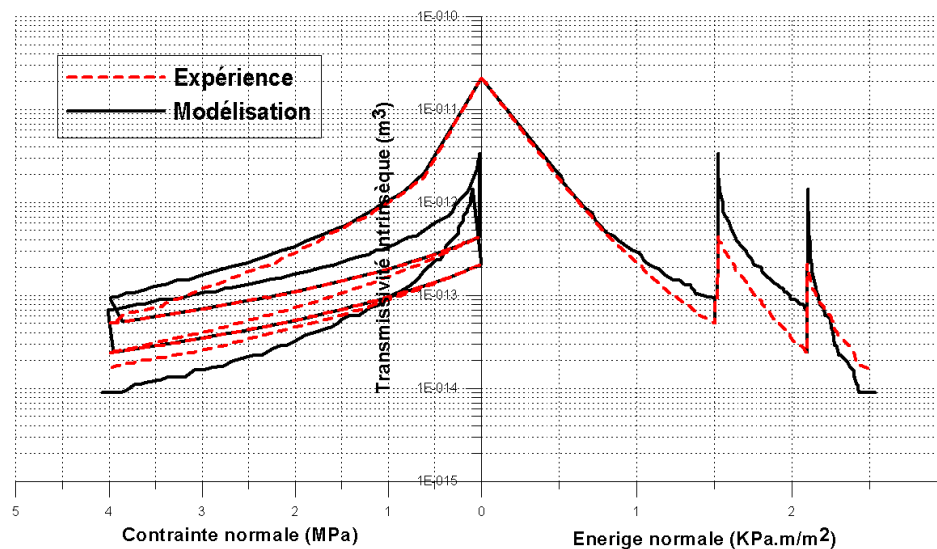


FIG. 6.19 – Essai hydromécanique de compression simple cyclique sur le joint de granite (C39), transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et de l'énergie normale. Essai réalisé par Olsson [85] et modélisation constitutive mécanique.



## 6.8 Modélisation hydromécanique (identification) d'un essai de cisaillement direct à volume constant (charge-décharge)

Buzzi [24] présente des essais de cisaillement direct à volume constant (VC) sur des échantillons d'interfaces béton/mortier. Un joint artificiel de béton et le mortier réplique du joint rocheux (de  $7.8 \text{ cm}^2$  de section) est cisailé à volume constant (déplacement relatif normal à partir du niveau de contrainte nulle = 0.7 et 0.4 mm). Un demi-cycle (charge-décharge) de cisaillement est effectué avec des déplacements relatifs tangentiels extrêmes de 6 mm. Les tableaux 6.11 et 6.12 résument les paramètres mécaniques et hydrauliques respectivement, utilisés dans la modélisation constitutive hydromécanique incrémentale non linéaire.

La figure 6.20 présente les résultats de la simulation numérique en termes de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel. Le comportement mécanique obtenu avec le modèle est très proche de l'expérience pour une charge et une décharge. On obtient des résultats hydrauliques satisfaisants pour cet essai (figure 6.21).

On remarque pour cet essai avec deux déplacements relatifs normaux (0.7 mm avant cisaillement et 0.4 mm après le cisaillement) imposées, la transmissivité diminue et augmente respectivement. Et en cisaillement, la transmissivité diminue en contractance et augmente en dilatance correctement.

Caractéristiques du cisaillement		Caractéristiques de dilatance et normale	
$K_{sc}(Pa.m^{-1})$	$6.67 \times 10^{10}$	$i_0 (^\circ)$	2.50
$K_{sd}(Pa.m^{-1})$	$2.412 \times 10^{10}$	$[w]_i(mm)$	20.0
$\delta_r (^\circ)$	12.5	$W_{s0}(Pa.m)$	$5 \times 10^4$
$a_r(Pa)$	0.265	$\sigma_{n0}(Pa)$	$4.0 \times 10^6$
$[w]_r(mm)$	3.0	$W_{sf}(Pa.m)$	$8.0 \times 10^4$
$\delta_c (^\circ)$	15.0	$[u]_{df}(m.m)$	-0.45
$a_c(Pa)$	0.08	$k_{n0}(Pa.m^{-1})$	$1.698 \times 10^{10}$
$[w]_c(mm)$	-0.5	$[u]_m(mm)$	0.80
$A_s$	0.20	$[u]_0(mm)$	0.40
$c_s(Pa^{-1}.m^{-1})$	$2.0 \times 10^{-6}$	$c_n(Pa^{-1}.m^{-1})$	$1.50 \times 10^{-4}$

TAB. 6.11 – Paramètres mécaniques de l'essai hydromécanique de cisaillement direct à volume constant (charge-décharge) sur le joint artificiel de béton et de mortier réplique de joint rocheux. Essai réalisé par Buzzi [24].

Caractéristiques hydrauliques normales		Caractéristiques hydraulique de cisaillement	
$T_{n0}(m^3)$	$3.26 \times 10^{-14}$	$T_{s0}(m^3)$	$5.00 \times 10^{-16}$
$\sigma_n(MPa)$	1.0	$A$	1.0
$\xi$	0.40	$B$	0.33
$W_n(Pa.m.m^{-2})$	1000.0	$C$	0.6
$\zeta$	0.40	$D$	1.00
		$E$	-0.025
		$F$	50.0
		$\tau_{pic}(MPa)$	10
		$\gamma$	1.50

TAB. 6.12 – Paramètres hydrauliques de l'essai hydromécanique de cisaillement direct à volume constant (charge-décharge) sur le joint artificiel de béton et de mortier réplique de joint rocheux. Essai réalisé par Buzzi [24].

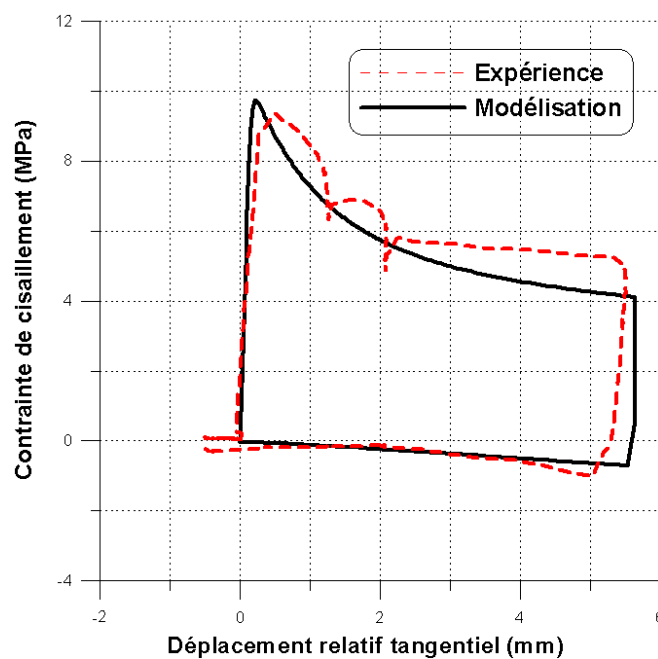


FIG. 6.20 – Essai hydromécanique de cisaillement direct à volume constant (charge-décharge) sur le joint artificiel de béton et de mortier réplique de joint rocheux, contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel. Essai réalisé par Buzzi [24] et modélisation constitutive mécanique.

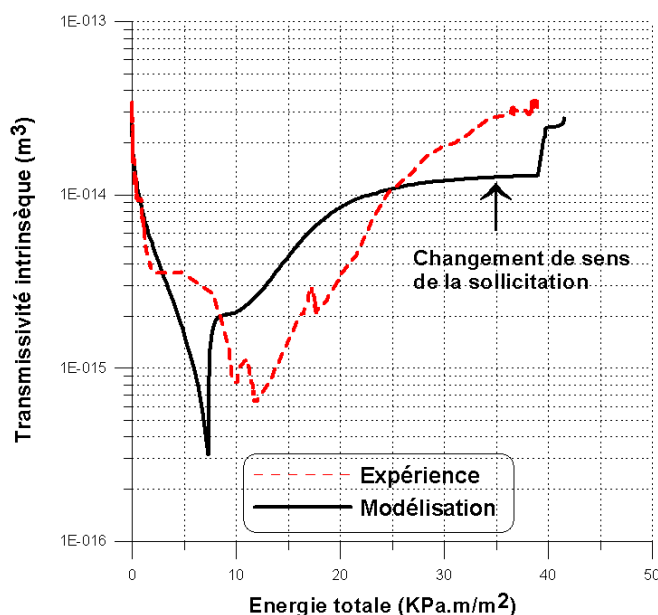


FIG. 6.21 – Essai hydromécanique de cisaillement direct à volume constant (charge-décharge) sur le joint artificiel de béton et de mortier réplique de joint rocheux, transmissivité intrinsèque en fonction de l'énergie totale. Essai réalisé par Buzzi [24] et modélisation constitutive hydraulique.

## 6.9 Conclusions

Nous avons montré sur divers exemples que le modèle incrémental non linéaire hydromécanique permet de simuler le comportement hydromécanique des joints rocheux pour des sollicitations diverses. Le modèle reproduit correctement le comportement hydromécanique des joints sur les chemins de compression et de cisaillement direct à contrainte normale constante (ces chemins servent à calibrer les paramètres).

En particulier, nous avons montré qu'en déterminant les paramètres (mécaniques et hydrauliques) sur ces chemins de sollicitations, nous pouvons estimer de manière satisfaisante le comportement hydromécanique de ces joints pour des essais de cisaillement en charge-décharge à rigidité normale externe imposée et aussi des essais de cisaillement en charge-décharge à volume constante. Le modèle permet donc de déterminer avec une précision raisonnable le comportement hydromécanique lors d'essais de compression comportant un grand nombre de cycles, même si les paramètres ont été ajustés sur les premiers cycles.

---

### Application du modèle hydromécanique incrémental non linéaire (LHMIN) de contact entre géomatériaux à la conception de bouchons de scellement

---

#### 7.1 Structure de ce chapitre

Le modèle hydromécanique incrémental non linéaire (LHMIN) pour l'interface (chapitre 5) a permis de caractériser l'évolution, soit du débit, soit de la transmissivité avec le niveau de contrainte normale, l'énergie normale, le niveau de contrainte de cisaillement et l'énergie de cisaillement imposés au joint rocheux ou au contact entre géomatériaux. Nous verrons dans ce chapitre qu'il est possible, grâce à ce modèle, de comparer le débit percolant à travers divers géomatériaux en contact au débit percolant à travers la masse de ces géomatériaux.

Nous nous rappelons néanmoins que la pertinence des résultats de ce modèle doit être posée en termes d'effet d'échelle pour passer à l'extrapolation à l'échelle d'un site.

Nous examinons le cas très schématisé et à court terme, d'un bouchon de scellement en béton, qui aurait été moulé en place dans une galerie, puis qui aurait subi un retrait, conduisant à un déplacement relatif au contact roche béton, sur le pourtour du bouchon.

Nous présentons l'évolution de la transmissivité, pour quatre valeurs différentes de retrait du béton. Le calcul des déplacements relatifs consécutifs au retrait du béton a été réalisé avec le code de calcul éléments finis PLAXIS.

## 7.2 Etude des débits percolant à travers une interface Argilite Béton

Nous calculons le rapport entre le débit d'eau à travers la masse d'un géomatériau constituant un bouchon de scellement et le débit passant dans une interface de transmissivité intrinsèque  $T$ . Cette relation est établie en fonction de la perméabilité des géomatériaux en masse et pour différents niveaux de retrait du béton. Le débit à travers la roche non endommagée ( $K_{ir} = 1 \times 10^{-22} m^2$ ) a volontairement été négligé. Considérons un remplissage de la galerie par du béton (figure 7.1) :

- Profondeur de galerie : 500 m.
- Diamètre du bouchon (valeur arbitraire) :  $D = 2R = 6$  m.
- Epaisseur de la zone rocheuse endommagée de  $1.2R$ , d'où  $D_{EDZ} = 13.2$  m.
- Fourchette de perméabilité intrinsèque des géomatériaux supposés homogènes  $1 \times 10^{-20} m^2 \leq K_{iEDZ} \leq 1 \times 10^{-18} m^2$ .
- Gradient hydraulique sur l'épaisseur de la structure :  $i = grad(h)$ .

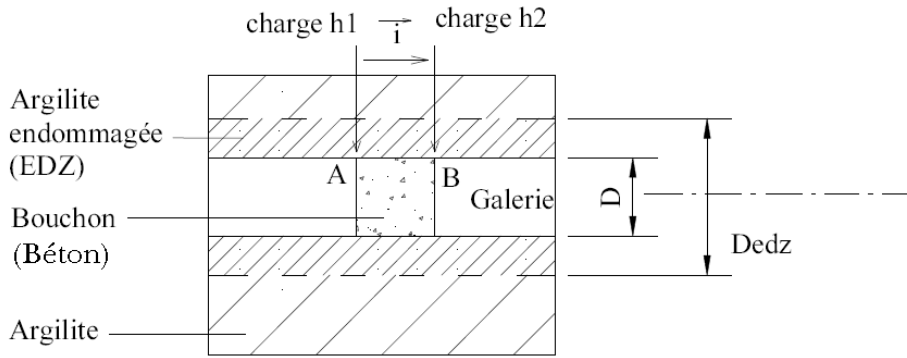


FIG. 7.1 – Application de l'étude hydromécanique des interfaces à l'étude des débits au voisinage d'un contact entre le béton utilisé en tant que matériau de fermeture et la roche environnante. Configuration utilisée pour cette étude : Ecoulement de la zone du point A vers la zone du point B sous l'effet du gradient hydraulique  $\vec{i}$ .

En considérant une structure de bouchon cylindrique pleine de diamètre  $D$ , le débit percolant est évalué en faisant appel à la loi de Darcy ( $K_{ib}$  perméabilité intrinsèque du béton) :

$$Q_b = K_{ib} \frac{\gamma_w}{\mu_w} \cdot i \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (7.1)$$

Le débit à travers l'interface, présumée de même épaisseur sur tout le pourtour du bouchon, s'exprime comme suit ( $K_i$  : perméabilité intrinsèque de l'in-

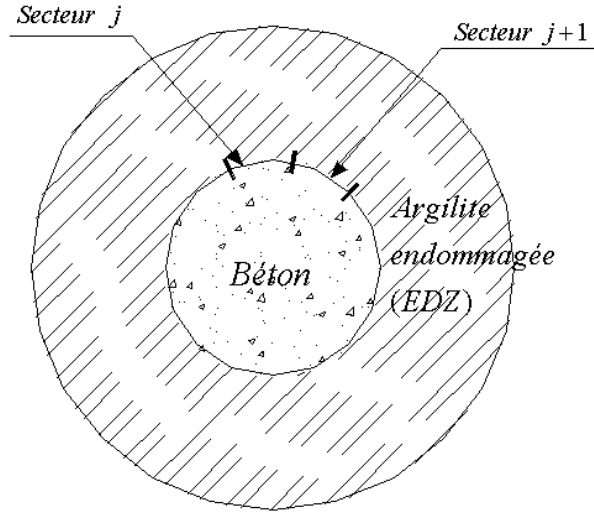


FIG. 7.2 – Schéma de section de galerie présenté en figure 7.1.

terface,  $T_j$  : transmissivité intrinsèque du secteur de l'interface,  $m$  : nombre de secteurs d'interface soumis chacun à des niveaux de contrainte et/ou d'ouverture différents, (figure 7.2) :

$$Q_i = \sum_{j=1}^m (K_{ij} \cdot e \cdot \frac{\gamma_w}{\mu_w} \cdot i \cdot \frac{\pi D}{m}) = \frac{\gamma_w}{\mu_w} \cdot i \cdot \frac{\pi D}{m} \cdot \sum_{j=1}^m (T_j) \quad (7.2)$$

Dans chaque secteur, la section d'écoulement est constituée d'un anneau de faible épaisseur comparable à une bande de largeur  $e$  et de longueur  $\frac{\pi D}{m}$ . Nous obtenons ainsi le rapport  $\frac{Q_i}{Q_b}$  qui est :

$$\frac{Q_i}{Q_b} = \frac{4 \sum_{j=1}^m (T_j)}{m \cdot K_{ib} \cdot D} \quad (7.3)$$

Si l'on prend en compte un anneau de roche endommagée, de diamètre extérieur  $D_{edz}$  et de diamètre intérieur  $D$ , au contact direct du remplissage, il est possible, en conduisant le même développement que précédemment, de calculer le débit passant dans la roche endommagée. On a ( $K_{ir}$  : perméabilité intrinsèque de la roche endommagée) :

$$Q_r = K_{ir} \cdot \frac{\gamma_w}{\mu_w} \cdot i \cdot \frac{\pi \cdot (D_{edz}^2 - D^2)}{4} \quad (7.4)$$

On peut alors définir le rapport  $\frac{Q_i}{Q_r}$  comme suit :

$$\frac{Q_i}{Q_r} = \frac{4 \cdot D \cdot \sum_{j=1}^m (T_j)}{m \cdot K_{ir} \cdot (D_{edz}^2 - D^2)} \quad (7.5)$$

avec

- $T_j$  : transmissivité intrinsèque de l'interface sous le niveau de contrainte et/ou d'ouverture choisi dans le secteur  $j$ ,
- $K_{ib}$  : perméabilité intrinsèque du bouchon,
- $K_{ir}$  : perméabilité intrinsèque de la roche endommagée,

Le modèle hydromécanique incrémental non linéaire (LHMIN) développé au chapitre 5, permet d'estimer l'évolution de la transmissivité selon différents chemins de sollicitation. Nous prendrons les paramètres du modèle qui correspondent à une interface argilite béton (tableaux 6.2 et 6.4). Nous pouvons alors tracer l'évolution du ratio défini équation 7.3 en fonction de la perméabilité des géomatériaux et ceci pour différents niveaux de retrait du béton, conduisant à divers niveaux de contrainte normale, et/ou d'ouverture, et de déplacement relatif tangentiel. Pour calculer les niveaux de contrainte normale, et/ou d'ouverture et de contrainte de cisaillement, nous utilisons le code de calcul PLAXIS selon le schéma du paragraphe 7.3.

## 7.3 Modélisation numérique du retrait d'un bouchon de scellement en béton

La modélisation numérique, présentée dans ce paragraphe, est effectuée avec le code de calcul PLAXIS, avec des caractéristiques mécaniques instantanées, définies pour notre cas. L'objet est de calculer les résultats de comportement mécanique (déplacement relatif normal et tangentiel, contrainte normale et de cisaillement) à court terme d'interface argilite béton afin de d'évaluer les transmissivités, puis les débits percolants, dans différentes conditions de contraintes et de déplacements relatifs.

### 7.3.1 Présentation du modèle de calcul

Le modèle est donné à la figure 7.3. Il s'agit d'un modèle bidimensionnel représentant la moitié d'une section transversale de la galerie de rayon d'excavation, de rayon  $R$  égal à 3 m. Les limites extérieures du modèle sont situées à une distance de l'axe de la galerie équivalente à  $10r_0$ , soit 60 mètres. Le modèle est étudié en déformation plane dans le plan vertical, défini par les axes  $X$  et  $Y$ .

L'ouvrage se situe à grande profondeur et est soumis à une pression géostatique supposée homogène et isotrope. La contrainte verticale  $\sigma_n$  a été prise égale à 11.75 MPa, ce qui correspond à une profondeur de 470 m pour un poids volumique moyen des terrains de  $25 \text{ kN/m}^3$ . Le module de déformation,  $E_s$ , vaut ici 3800 MPa, et le coefficient de Poisson,  $\nu_s$ , est pris égal à 0.3. Les contraintes initiales dans le plan  $(X, Y)$  sont isotropes avec un coefficient  $K_0$

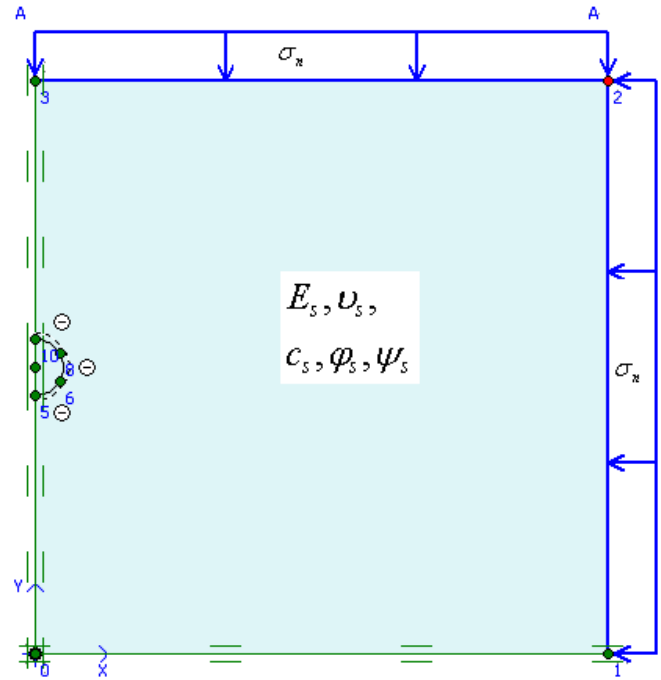


FIG. 7.3 – Modèle bidimensionnel en déformation plane de galerie (demi-section) et conditions aux limites.

égal à 1. La frontière horizontale inférieure est verticalement fixe tandis que la frontière verticale gauche est horizontalement fixe.

Les paramètres de plasticité du modèle pris en compte correspondent à :

- $c_s = 4.5$  MPa.
- $\phi_s = 15^\circ$ .
- $\psi_s = 0.0^\circ$ .

Les caractéristiques mécaniques de l'interface entre le béton du bouchon et l'argilite sont prises en compte suivant deux possibles états du béton :

Béton avant sa prise (liquide cohérent) :

- Module d'élasticité :  $E_i = 5$  MPa.
- Coefficient de Poisson :  $\nu_i = 0.499$ .
- $c_i = 10$  kPa.
- $\phi_i = 0.0^\circ$ .
- $\psi_i = 0.0^\circ$ .

Béton une fois sa résistance mécanique finale atteinte :

- Module d'élasticité :  $E_i = 3800$  MPa.
- Coefficient de Poisson :  $\nu_i = 0.3$ .
- $c_i = 50$  kPa.
- $\phi_i = 10^\circ$ .
- $\psi_i = 0.0^\circ$ .

Les caractéristiques mécaniques du béton de bouchon, supposé élastique,



sont les suivantes :

- Module d'élasticité :  $E_b = 18000$  MPa.
- Coefficient de Poisson :  $\nu_b = 0.2$ .

Le déroulement de la modélisation peut se résumer par les étapes suivantes :

- initialisation des contraintes in situ, géostatiques,
- déconfinement local du massif du à l'excavation de la galerie,
- pose d'un bouchon de béton coulé,
- retrait du bouchon de béton pour différents pourcentages de retrait.

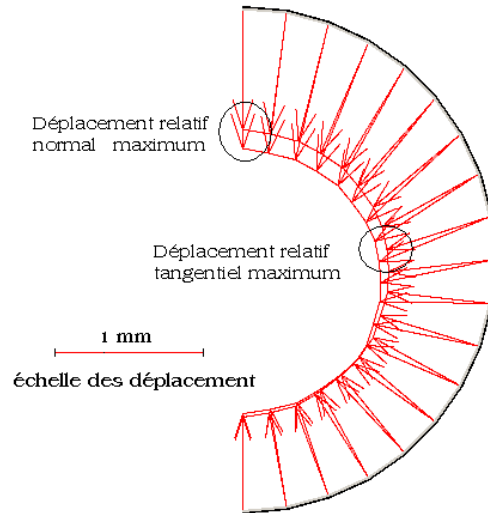


FIG. 7.4 – Résultat de l'analyse mécanique de la galerie de la figure 7.3. Excavation, pose de bouchon, puis retrait du béton du bouchon de 0.1%. Vecteurs déplacements des parois de l'interface indiquant un déplacement relatif normal (maximum = 0.90 mm) et un déplacement relatif tangentiel (maximum = 0.60 mm).

### 7.3.2 Présentation des résultats

Afin de calculer les paramètres mécaniques de la loi LHMIN ( $\sigma'_n$ ,  $W'_n$ ,  $\tau$  et  $W_s$ ), nous exécutons le code de calcul PLAXIS selon le modèle présenté au paragraphe 7.3, pour quatre valeurs de retrait volumique du béton (0.01%, 0.015%, 0.1% et 0.2%). Nous présentons par exemple aux figures 7.4 et 7.5, le déplacement relatif d'interface entre roche et bouchon et les contraintes d'interface (normale, de cisaillement) respectivement, pour un retrait du béton de 0.1%.

Nous avons extrait l'évolution mécanique d'interface en système global ( $X$ ,  $Y$ ), puis l'avons traduite en système local, afin de l'utiliser dans le modèle hydromécanique LHMIN. La figure 7.7 montre l'évolution locale de d'interface en clé de voûte (point n°1) pour un retrait du béton égal à 0.1%.

De même, la figure 7.7 donne l'évolution simultanée en pied droit (point n°5).

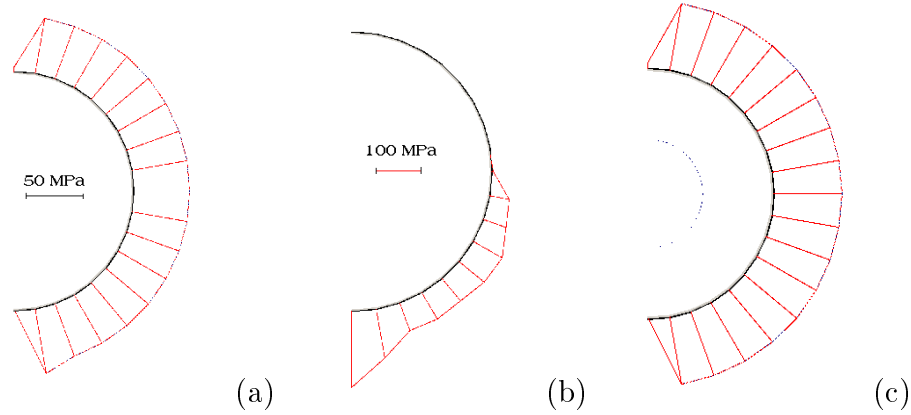


FIG. 7.5 – Résultat de l'analyse mécanique de galerie de la figure 7.3. Excavation, pose de bouchon, puis retrait du béton du bouchon de 0.1%. (a) contrainte du cisaillement, (b) contrainte normale, (c) cisaillement relatif montrant la saturation du frottement sur la plus grande partie du pourtour de la galerie.

## 7.4 Transmissivité d'une interface Argilite-Béton selon la loi hydromécanique LHMIN pour différents niveaux de retrait du béton

Nous nous proposons d'évaluer, selon le niveau de retrait du béton constituant le bouchon de scellement lors de sa prise, les rapports de débits  $\frac{Q_i}{Q_b}$  (interface/béton) et  $\frac{Q_i}{Q_r}$  (interface/roche endommagée). Quatre niveaux de retrait du béton sont considérés : 0.01%, 0.015%, 0.1% et 0.2%, la valeur de 0.1% étant la plus réaliste. L'état "initial" de l'interface béton/roche correspond à la mise en place du béton supposé liquide, et donc à une contrainte normale de compression fonction linéaire de la profondeur à partir de la clé de voûte de la galerie, avec un gradient égal au poids volumique du béton liquide ( $\gamma_b \cong 25kN/m^3$ ).

Le retrait intervient en amenant une partie de l'interface à la rupture. La contrainte normale d'interface est réduite en partie haute du bouchon, et augment au contraire en partie basse. En partie haute et en partie pied droit notamment, la contrainte normale s'annule, la transmissivité d'interface prenant la valeur  $T_{n0}$ . Puis l'interface s'ouvre ensuite de  $\Delta[u]$  (déplacement relatif normal calculé grâce à PLAXIS) sous contrainte nulle.

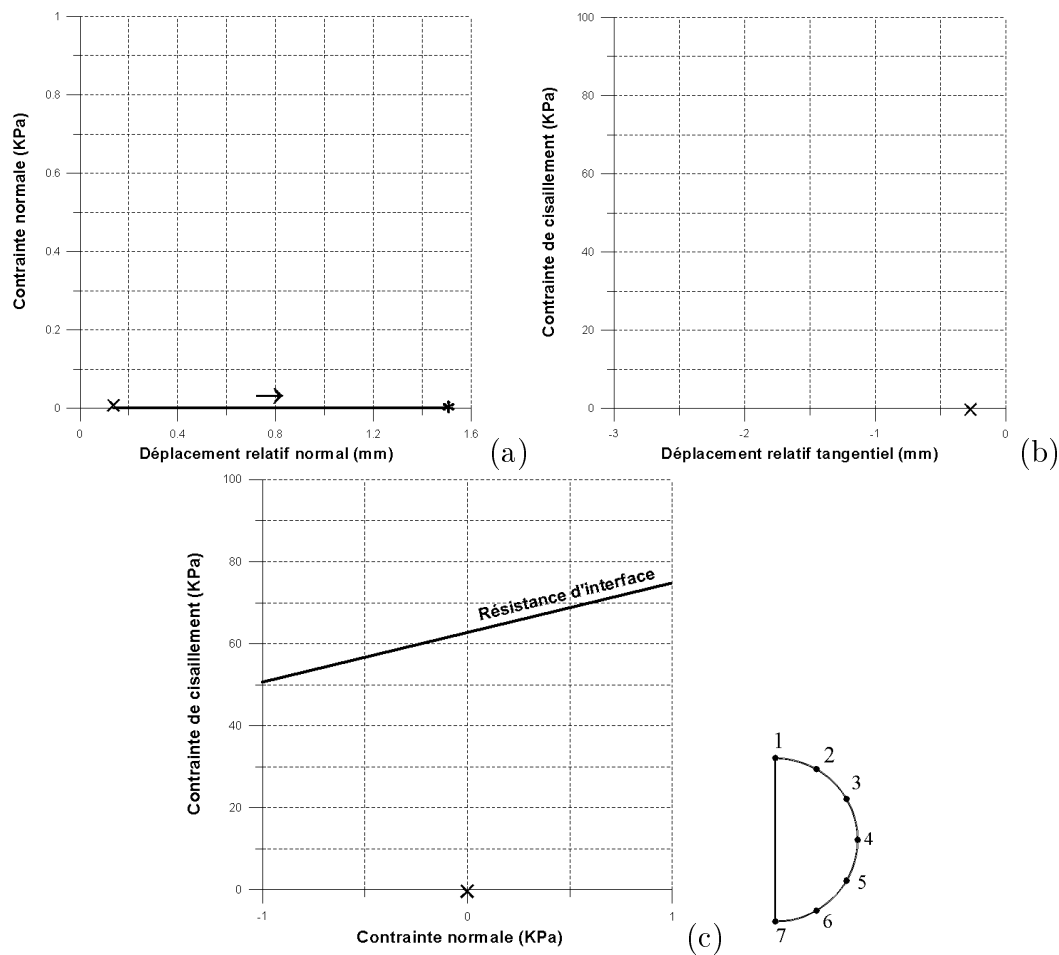


FIG. 7.6 – Résultat de l'analyse mécanique de galerie de la figure 7.3 pour un retrait du béton de 0.1%, au point 1 en clé de voûte, (a) contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal, (b) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (c) contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale.

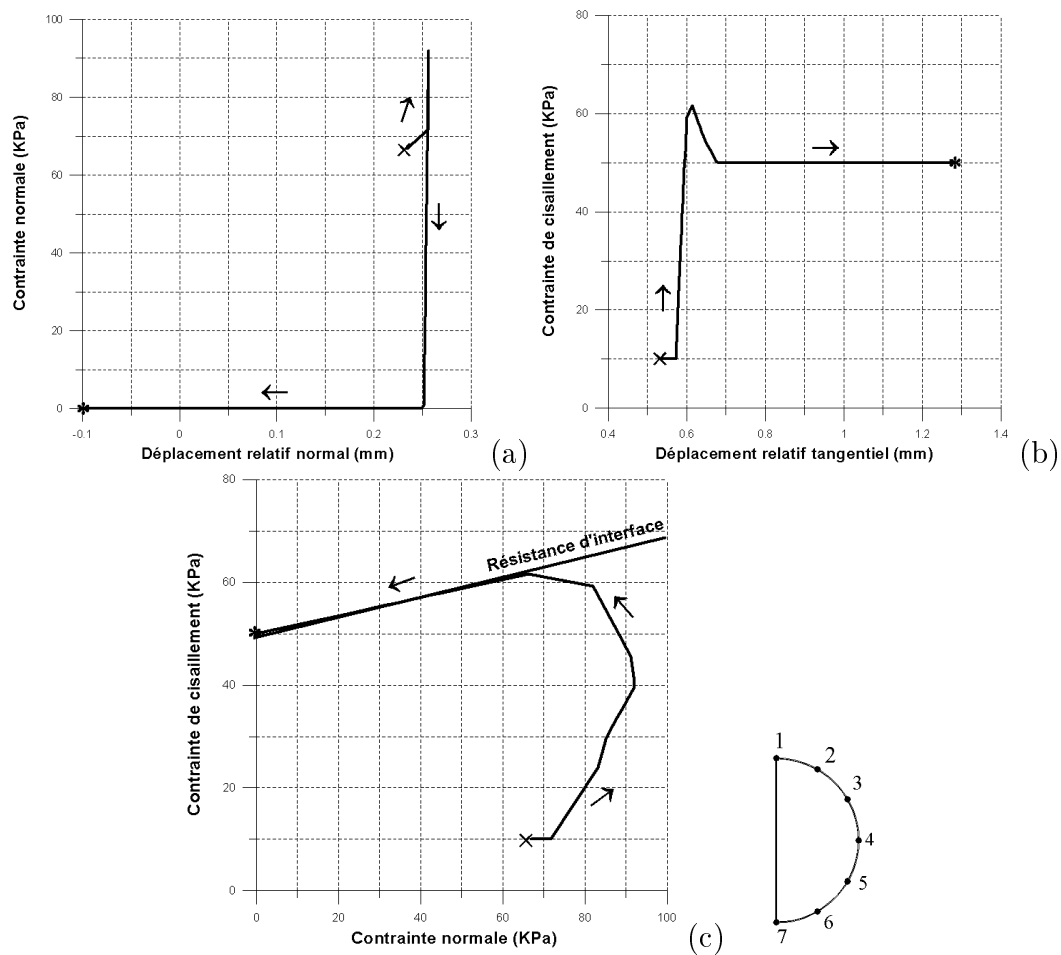


FIG. 7.7 – Résultat de l'analyse mécanique de galerie de la figure 7.3 pour un retrait du béton de 0.1%, au point 5 en pied droit de galerie, (a) contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal, (b) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangential, (c) contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale.

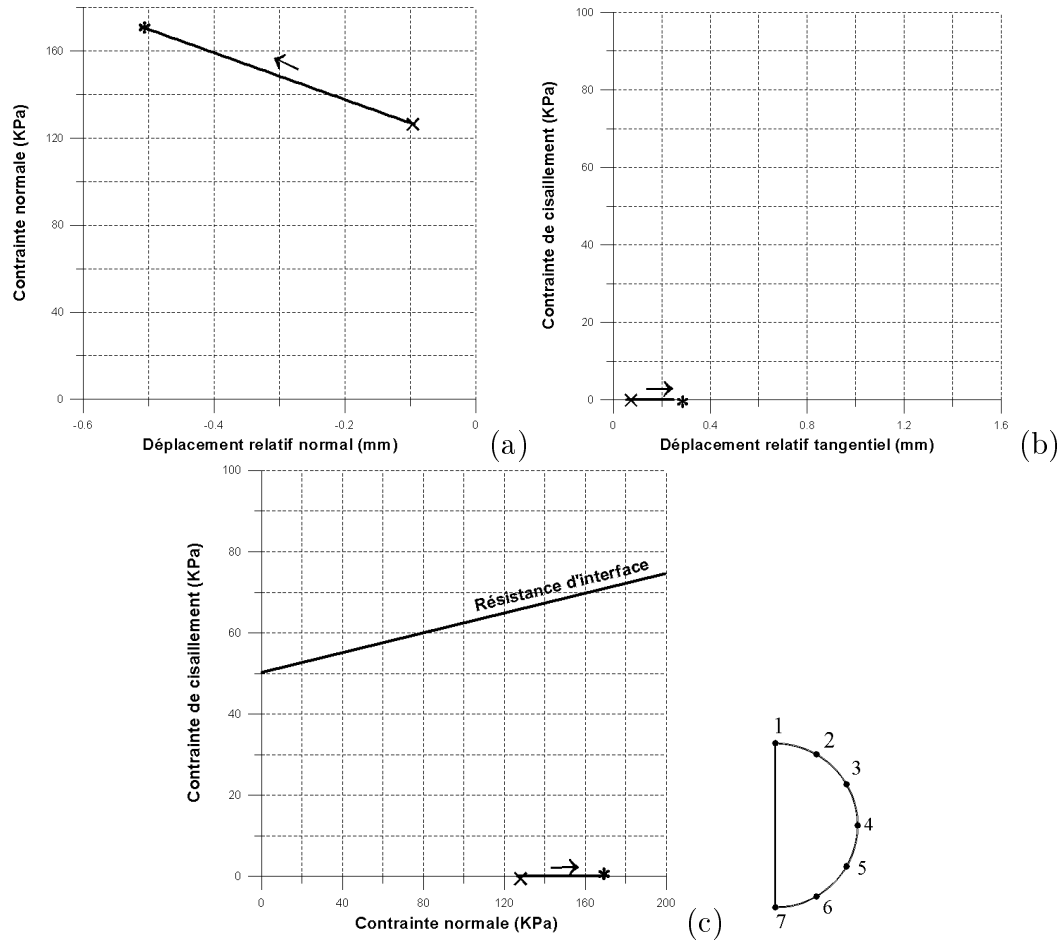


FIG. 7.8 – Résultat de l'analyse mécanique de galerie de la figure 7.3 pour un retrait du béton de 0.1%, au point 7 à la base de la galerie, (a) contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal, (b) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (c) contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale.

Pour les interfaces ouvertes ( $\sigma_n = 0$ ), nous supposons la validité de la loi cubique, à faible contrainte normale (Gale et al [36]), et nous utilisons une adaptation de l'équation 7.6 qu'il propose.

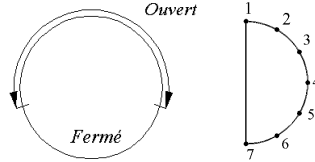
$$T = \frac{((12T_{n0})^{\frac{1}{3}} + \Delta[u])^3}{12} \quad (7.6)$$

avec

- $T$  : transmissivité intrinsèque du joint,
- $T_{n0}$  : transmissivité intrinsèque du joint sous faible contrainte normale,
- $\Delta[u]$  : variation de déplacement relatif normal à contrainte nulle,

Nous présentons la transmissivité pour quatre valeurs de retrait volumique du béton respectivement dans les tableaux 7.1, 7.2, 7.3 et 7.4, pour différents points.

Point	Interface ouverte	Contrainte normale initiale (kPa)	Contrainte normale finale (kPa)	Variation de déplacement relatif normal (fin de retrait) (mm)	Transmissivité intrinsèque finale (fin de retrait) ( $m^3$ )
1	Oui	0.0	0.0	0.900	$8.09 \times 10^{-11}$
2	Oui	0.0	0.0	0.803	$5.59 \times 10^{-11}$
3	Oui	27.81	0.0	0.540	$2.09 \times 10^{-11}$
4	Oui	65.34	0.0	0.142	$1.04 \times 10^{-12}$
5	Non	71.67	94.16	—	$3.78 \times 10^{-15}$
6	Non	107.99	113.42	—	$1.13 \times 10^{-15}$
7	Non	126.26	140.98	—	$7.22 \times 10^{-16}$

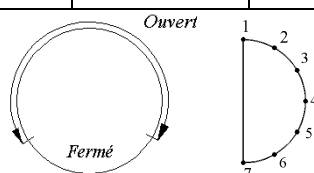


TAB. 7.1 – Transmissivité intrinsèque de l'interface argilite béton sous un retrait du béton de 0.01%, selon le modèle hydromécanique LHMIN proposé, ( $T_{n0} = 6.04 \times 10^{-14} m^3$ ,  $(12T_{n0})^{\frac{1}{3}} = 0.0898$  mm).

A ce moment, nous pouvons tracer l'évolution des rapports  $\frac{Q_i}{Q_b}$  et  $\frac{Q_i}{Q_r}$  en fonction de la perméabilité des géomatériaux.

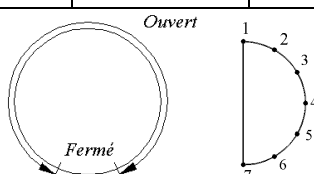
De ce fait et au regard des courbes de la figure 7.9 et 7.10, nous pouvons penser que, pour la configuration choisie (figure 7.1) et en considérant la perméabilité la plus défavorable pour la roche endommagée ( $1E-18 m^2$ ) et pour le bouchon ( $1E-18 m^2$ ), l'écoulement se fait majoritairement dans l'interface quel que soit le niveau de retrait du béton. Toutefois, la transmissivité mesurée des interfaces argilite béton est cantonnée à une rainure plus ou moins remplie.

Point	Interface ouverte	Contrainte normale initiale (kPa)	Contrainte normale finale (kPa)	Variation de déplacement relatif normal (fin de retrait) (mm)	Transmissivité intrinsèque finale (fin de retrait) (m <sup>3</sup> )
1	Oui	0.0	0.0	0.980	$1.03 \times 10^{-10}$
2	Oui	0.0	0.0	0.940	$9.13 \times 10^{-11}$
3	Oui	27.81	0.0	0.820	$6.32 \times 10^{-11}$
4	Oui	65.34	0.0	0.685	$3.76 \times 10^{-11}$
5	Oui	71.67	0.0	0.677	$3.88 \times 10^{-11}$
6	Non	107.99	94.65	–	$1.15 \times 10^{-15}$
7	Non	126.26	150.68	–	$1.44 \times 10^{-15}$



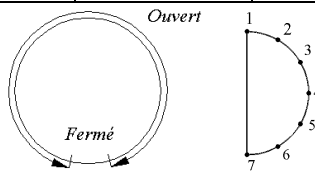
TAB. 7.2 – Transmissivité intrinsèque de l'interface argilite béton sous un retrait du béton de 0.015%, selon le modèle hydromécanique LHMIN proposé, ( $T_{n0} = 6.04 \times 10^{-14} \text{ m}^3$ ,  $(12T_{n0})^{\frac{1}{3}} = 0.0898 \text{ mm}$ ).

Point	Interface ouverte	Contrainte normale initiale (kPa)	Contrainte normale finale (kPa)	Variation de déplacement relatif normal (fin de retrait) (mm)	Transmissivité intrinsèque finale (fin de retrait) (m <sup>3</sup> )
1	Oui	0.0	0.0	1.503	$3.37 \times 10^{-10}$
2	Oui	0.0	0.0	1.480	$1.58 \times 10^{-10}$
3	Oui	27.81	0.0	1.470	$3.16 \times 10^{-10}$
4	Oui	65.34	0.0	1.180	$1.71 \times 10^{-10}$
5	Oui	71.67	0.0	0.236	$2.89 \times 10^{-12}$
6	Oui	107.99	65.69	–	$9.72 \times 10^{-13}$
7	Non	126.26	172.37	–	$1.51 \times 10^{-15}$



TAB. 7.3 – Transmissivité intrinsèque de l'interface argilite béton sous un retrait du béton de 0.1%, selon le modèle hydromécanique LHMIN proposé, ( $T_{n0} = 6.04 \times 10^{-14} \text{ m}^3$ ,  $(12T_{n0})^{\frac{1}{3}} = 0.0898 \text{ mm}$ ).

Point	Interface ouverte	Contrainte normale initiale (kPa)	Contrainte normale finale (kPa)	Variation de déplacement relatif normal (fin de retrait) (mm)	Transmissivité intrinsèque finale (fin de retrait) (m <sup>3</sup> )
1	Oui	0.0	0.0	2.710	$6.54 \times 10^{-7}$
2	Oui	0.0	0.0	2.130	$4.11 \times 10^{-7}$
3	Oui	27.81	0.0	2.520	$5.69 \times 10^{-7}$
4	Oui	65.34	0.0	1.913	$3.34 \times 10^{-7}$
5	Oui	71.67	0.0	0.827	$7.01 \times 10^{-8}$
6	Oui	107.99	0.0	0.143	$4.51 \times 10^{-9}$
7	Non	126.26	258.87	—	$1.49 \times 10^{-15}$



TAB. 7.4 – Transmissivité intrinsèque de l’interface argilite béton sous un retrait du béton de 0.2%, selon le modèle hydromécanique LHMIN proposé, ( $T_{n0} = 6.04 \times 10^{-14} \text{ m}^3$ ,  $(12T_{n0})^{\frac{1}{3}} = 0.0898 \text{ mm}$ ).

Dans une galerie, le réseau de rainures résultant d’une excavation par attaque ponctuelle serait probablement complexe, et en moyenne peu orienté dans la direction de l’écoulement. Par ailleurs, il peut être intéressant d’affiner l’étude dans la mesure où la perméabilité des géomatériaux n’est pas constante dans le temps. Ceci est imputable à plusieurs phénomènes : désaturation de la roche et endommagement qui en découle. Puis, nous n’avons pas pris en compte la pénétration du béton dans les interstices de la roche argilite. Enfin la refermeture d’interface suite au comportement différé de la roche, qui diminuerait la transmissivité de l’interface n’a pas été abordée.

## 7.5 Conclusions

Nous avons proposé dans ce chapitre, une étude comparative des débits pouvant s’écouler dans les géomatériaux en contact et dans l’interface pour une configuration et un niveau de retrait du béton donnés.

Bien sûr, cette étude est une première approche car nous ne nous soucions pas d’effet d’échelle et les matériaux de laboratoire ne sauraient correspondre exactement aux matériaux in situ. En outre, nous avons fait une hypothèse quant à la géométrie de l’écoulement. Or nous ne connaissons pas la géométrie de l’éponte rocheuse in situ et ne savons donc pas si la valeur de la transmis-



sivité initiale est adaptée. Le fait est que, si on considère des transmissivités initiales plus grandes, cela corrobore nos résultats.

Cette étude met donc en évidence le fait que, pour la loi LHMIN, les écoulements se font préférentiellement dans l'interface, du moins à court terme. La loi LHMIN ne prend pas en compte deux phénomènes antagonistes : la pénétration de la roche argilite dans le béton et le comportement différé de la roche.

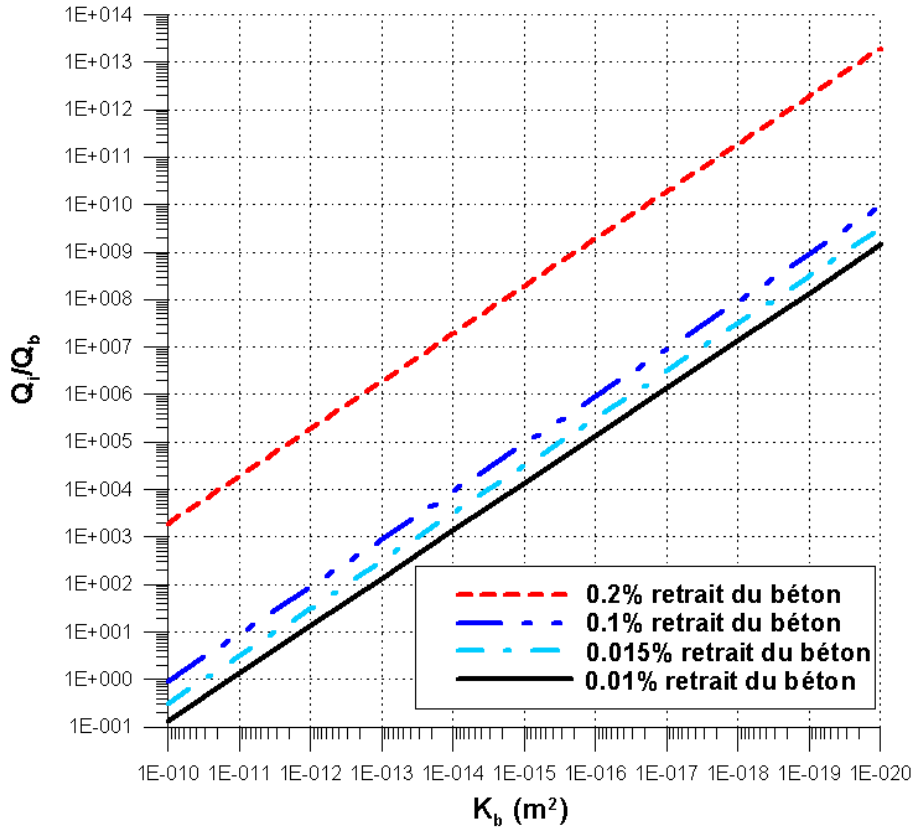


FIG. 7.9 – Ratio  $\frac{Q_i}{Q_b}$  en fonction de la perméabilité intrinsèque du bouchon de béton  $K_b$  pour quatre niveaux de retrait du béton : 0.01%, 0.015%, 0.1% et 0.2%. Cas d'une interface (Rayon du bouchon :  $R=3$  m, épaisseur de l'EDZ :  $1.2R$ ).

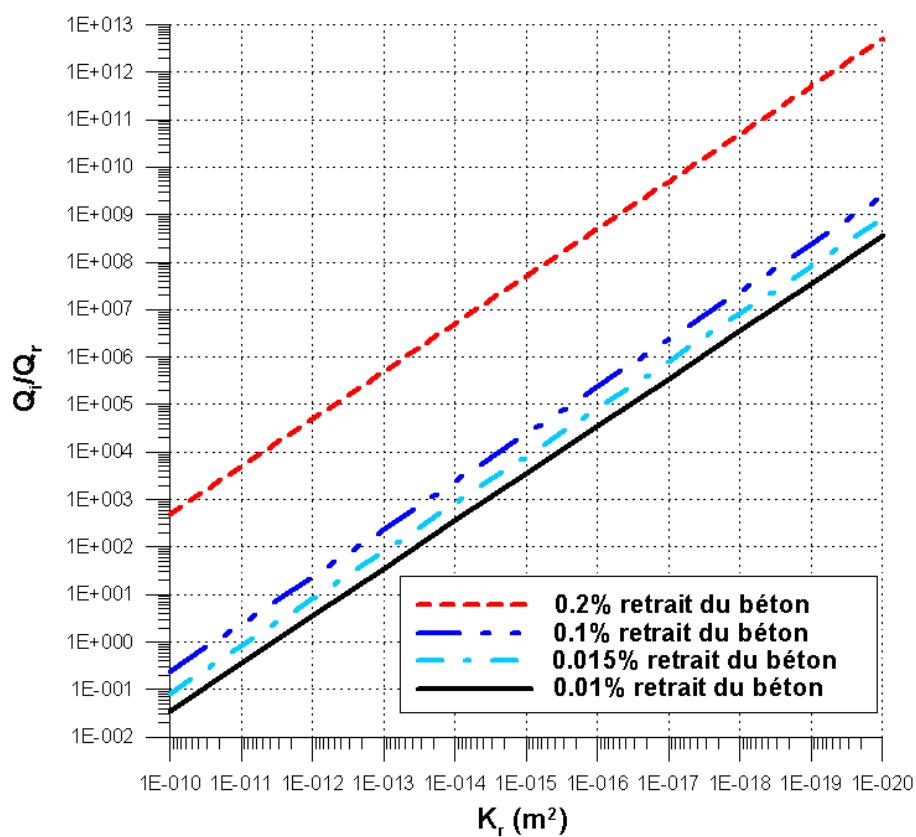


FIG. 7.10 – Ratio  $\frac{Q_i}{Q_r}$  en fonction de la perméabilité intrinsèque de la roche endommagée  $K_r$  pour quatre niveaux de retrait du béton : 0.01%, 0.015%, 0.1% et 0.2%. Cas d'une interface (Rayon du bouchon :  $R=3$  m, épaisseur de l'EDZ :  $1.2R$ ).



---

### Conclusions générales et perspectives

---

#### Conclusions

Le travail effectué dans le cadre de cette étude a pour objectif principal une contribution à la modélisation du débit à travers un joint rocheux avec loi d'interface hydromécanique incrémentalement non linéaire (LHMIN). La validation de ce modèle le long de chemins de cisaillement a permis de montrer que le débit calculé est comparable aux résultats obtenus par les essais selon différents chemins de sollicitation.

En ce qui concerne le modèle hydromécanique incrémentalement non linéaire d'interface, les perfectionnements apportés se situent au niveau de l'affinement de la formulation des chemins de base d'une part et de la prise en compte des contraintes normale et de cisaillement, ainsi que des énergies normale et de cisaillement afin de calculer la transmissivité du joint rocheux.

En ce qui concerne les expériences, et notamment le comportement général qualitatif des fractures rocheuses : on observe une décroissance de la transmissivité avec l'augmentation de la contrainte normale due à la réduction des vides et à l'augmentation de la tortuosité et une réponse mécanique affectée par la présence de la discontinuité. C'est évident pour la réponse mécanique mais moins pour l'hydromécanique dans la mesure où les valeurs initiales de transmissivité dépendent des conditions hydrauliques et de la rugosité de l'éponte rocheuse.

Nous avons également étudié l'influence du régime d'écoulement traversant le joint, et nous avons mis en évidence qu'une augmentation conséquente de la pression d'injection pouvait conduire à une transition entre régimes laminaire et turbulent, générant une diminution assez importante de la transmissivité intrinsèque.

Dans le premier chapitre, la problématique générale du sujet a été exposée, ainsi que le plan de cette thèse. Nous avons très brièvement introduit les méthodes appliquées.

Nous avons consacré les chapitres 2 et 3 aux études bibliographiques. Dans le chapitre 2, Nous avons vu que cela nécessite de quantifier et d'étudier de nombreux paramètres, les phénomènes mécaniques et hydrauliques régissant le comportement hydromécanique d'un joint rocheux étant très complexe. Nous avons présenté les différentes séries d'études expérimentales mécaniques sur différents chemins de sollicitation comme la compression simple et les essais de cisaillement avec différentes conditions aux limites. Le comportement hydraulique et hydromécanique des joints rocheux a été étudié, en compression simple et en cisaillement. Dans le chapitre 3, nous avons fait le point sur l'état des modèles de comportement mécanique, hydraulique et hydromécanique des joints rocheux. Ces modèles sont de toute importance pour étudier la stabilité de massifs rocheux ou pour appréhender les écoulements dans les joints en relation avec le domaine du génie civil (les barrages, les tunnels) ou du génie pétrolier ou le stockage de déchets nucléaires. Concernant les modèles présentés et les hypothèses faites pour étudier l'évolution de l'ouverture d'un joint, les auteurs s'accordent à dire que la rugosité des épontes est un facteur important pour le comportement hydromécanique des joints rocheux, influant sur la dilatance et les évolutions de transmissivité qui en découlent, ainsi que sur la résistance mécanique en cisaillement. La rupture des aspérités s'accompagne d'une production de matériau broyé perturbant les écoulements. Le suivi de la dégradation des épontes est donc logiquement un axe de recherche.

Dans le chapitre 4, nous avons réalisé deux séries d'essais mécaniques (sur la matrice rocheuse) et hydromécaniques de compression simple (sur 4 joints rocheux) du site calcaire de Coaraze. Cette campagne d'essais porte une multitude de données pour l'étude du comportement hydromécanique des joints rocheux. Nous avons toutefois essayé d'isoler les paramètres importants du comportement hydromécanique des joints rocheux, et précisément ceux sur la transmissivité intrinsèque du joint. Nous avons mis en évidence les points suivants :

- En compression simple, nous avons retrouvé des résultats connus quand à l'influence de la contrainte normale, de l'énergie normale imposée et du déplacement relatif normal sur la transmissivité intrinsèque.
- Nous avons par ailleurs mis en évidence deux régimes bien distincts en charge et en décharge, la transmissivité en charge étant globalement beaucoup plus élevée qu'en décharge (hystérésis).
- Nous avons également étudié les incidences du débit et de la pression d'injection sur la transmissivité. Nous avons vu qu'une augmentation de

---

débit dans le joint pouvait provoquer le passage du régime laminaire au régime turbulent, l'augmentation des pertes de charge dans le joint, et ce qui contribue à réduire sa transmissivité intrinsèque.

Le chapitre 5 propose une formulation originale d'une loi constitutive hydromécanique incrémentale non linéaire pour joints rocheux. En effet, le modèle ainsi construit présente un ensemble complet d'équations permettant de décrire le comportement hydromécanique d'une fracture sous contraintes normale et de cisaillement. Nous avons présenté le modèle constitutif incrémental non linéaire de Divoux modifié et nous avons fait une approche incrémentale à l'aide de la loi de Darcy, du point de vue hydraulique, pour développer une modèle hydromécanique incrémental non linéaire. Nous avons par ailleurs mis en évidence une relation entre la transmissivité et la contrainte normale et l'énergie normale imposée pour une sollicitation en compression simple, ainsi qu'une relation plus générale entre la transmissivité et la contrainte normale, l'énergie normale imposée, la contrainte de cisaillement et l'énergie de cisaillement imposée pour une sollicitation de cisaillement.

Dans le chapitre 6, Nous avons montré sur divers exemples que le modèle incrémental non linéaire hydromécanique permet de simuler le comportement hydromécanique des joints rocheux pour des sollicitations diverses. Le modèle reproduit correctement le comportement hydromécanique des joints sur les chemins de compression et de cisaillement direct à contrainte normale constante (ces chemins servent à calibrer les paramètres). Nous avons montré qu'en déterminant les paramètres (mécaniques et hydrauliques) sur ces chemins de sollicitations, nous pouvons estimer de manière satisfaisante le comportement hydromécanique de ces joints pour des essais de cisaillement en charge-décharge à rigidité normale externe imposée et aussi des essais de cisaillement en charge-décharge à volume constant. Le modèle permet donc de déterminer avec une précision raisonnable le comportement hydromécanique lors d'essais de compression comportant un grand nombre de cycles, même si les paramètres ont été ajustés sur les premiers cycles.

Dans le chapitre 7, Nous avons proposé une application sommaire consistant en une étude comparative des débits pouvant s'écouler dans les géomatériaux en contact et dans leur interface pour une configuration et un niveau de retrait donné d'un bouchon de scellement de galerie. Ceci peut s'appliquer à tout élément de structure en béton susceptible d'être en contact avec la roche. Cette étude met donc en évidence le fait que, selon la loi LHMIN, les écoulements se font préférentiellement dans l'interface pour des niveaux courants de perméabilité de roche endommagée et de retrait du béton. Cependant, la loi LHMIN ne prend pas en compte deux phénomènes supplémentaires : la pénétration du béton dans la roche argilite et le comportement différé de la roche.

## Perspectives

La suite logique majeure de ce travail, en ce qui concerne le modèle hydro-mécanique incrémental non linéaire (LHMIN) constitutif et particulièrement la transmissivité intrinsèque des joints rocheux, est de tenter de relier la diminution de la transmissivité intrinsèque aux grands nombres de Reynolds. De même, l'anisotropie de la transmissivité de joint rocheux pourrait être considérée dans la formulation de la LHMIN mais pour cela il nous faut disposer de résultats expérimentaux plus élaborés, qui pourraient être obtenus avec la boîte de cisaillement direct pour joint rocheux BCR3D. La validation de ce modèle reste à approfondir, notamment concernant les réponses sous cisaillement avec excursion hydraulique. De plus l'eau n'est pas le seul fluide susceptible de circuler dans les interfaces étudiées. En effet, des dégradations donnant naissance à des dégagements gazeux peuvent être attendus in situ, notamment suite à des phénomènes de corrosion. Dès lors, il convient de s'interroger sur l'impact de la coexistence d'une phase gazeuse et d'une phase liquide sur la transmissivité intrinsèque de l'interface.

Du côté de la formulation proposée pour la transmissivité des joints rocheux, il semblerait qu'une corrélation puisse être établie entre ces paramètres et le coefficient de rugosité  $JRC$ . Cependant, des essais sur un nombre plus important d'échantillons doivent être effectués afin de confirmer cette remarque, spécialement sur des fractures naturelles. En outre, une concordance expérimentale pourrait être établie entre le coefficient de couplage et l'évolution de la surface en contact des deux épontes.

En ce qui concerne une poursuite de la modélisation éléments finis : il faudrait de manière générale, implémenter notre modèle constitutif développé au chapitre 5, dans un code industriel élément finis ou élément discrets de type PLAXIS ou UDEC.

Un point important concernant la simulation par PLAXIS pourrait être de prendre en compte le comportement différé de la roche pour simuler le long terme.

---

## Bibliographie

---

- [1] P. Adler. Fracture deformation and influence on permeability. *Physical review*, 56 :3167–3184, 1997.
- [2] E. Alonso, A. Gens, and A. Josa. A constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique*, 40, N°3 : 405-430, 1990.
- [3] G. Armand. Contribution à la caractérisation en laboratoire et à la modélisation constitutive du comportement mécanique des joints rocheux. *Thèse, Université Joseph Fourier, Grenoble*, 2000.
- [4] S. C. Bandis, A. C. Lumsden, and N. R. Barton. Experimental study of scale effects on the shear behavior of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 18 : 1-21, 1981.
- [5] S. C. Bandis, A. C. Lumsden, and N. R. Barton. Fundamentals of rock joints deformation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 20, No. 6 : 249-268, 1983.
- [6] G. Barla, M. Barbero, C. Scavia, and A. Zaninetti. Direct shear testing of single joints under dynamic loading. In B. . Stephansson, editor, *Rock Joints*, pages 447–454. Balkema, 1990.
- [7] G. Barla, M. Barla, C. Cravero, and C. Fidelibus. Developments and applications of discontinuum modelling to rock engineering. In *10th IAC-MAG Conference, Arizona, U.S.A.* Balkema, 2001.
- [8] M. Bart. Contributions à la modélisation du comportement hydromécanique des massifs rocheux fracturés. *Thèse, Université des Sciences et Technologies de Lille*, 2000.



- 
- [9] N. Barton. Review of a new shear strength of rock and rock joints. *Engineering Geology*, 7 :287–332, 1973.
- [10] N. Barton. Rock mechanic review : the shear strength of rock and rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 13 : 255-279, 1976.
- [11] N. Barton and K. Bakhtar. Rock joint description and modelling for the hydrothermomechanical design of nuclear waste repositories. *Contract Rept. Submitted to CANMET*, Mining Research Laboratories : 270, 1983.
- [12] N. Barton and S. Bandis. Some effects of scale on the shear strength of joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 17 :69–73, 1980.
- [13] N. Barton and S. Bandis. Effects of block size on the the shear behaviour of jointed rock. *23rd U.S. symp. on rock mechanics, Berkeley*, 739-760, 1982.
- [14] N. Barton, S. Bandis, and K. Bakhtar. Strength deformation and conductivity coupling of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22, No. 3 : 121-140, 1985.
- [15] N. Barton and V. Choubey. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.*, 10 : 1-54, 1977.
- [16] Z. H. Benjelloun. Etude expérimentale et modélisation du comportement hydromécanique des joints rocheux. *Thèse, B.R.G.M, Université Joseph Fourier, Grenoble*, 1991.
- [17] Z. H. Benjelloun, M. Boulon, and S. Billaux. Experimental and numerical investigations on rock joints. In *Proc. of the Rock Joints, Loen, Norway*, pages 171–178. Balkema, 1990.
- [18] M. Boulon. Contribution à la mécanique des joints interfaces sols-structures. application au frottement lateral des pieux. *Habilitation, Université Joseph Fourier, Grenoble*, 1988.
- [19] M. Boulon. A 3-d direct shear device for testing the mechanical behaviour and the hydraulic conductivity of rock joints. In *Proc. of the MJFR-2 Conf., Vienne, Autriche*, pages 407–413. Balkema, 1995.
- [20] M. Boulon, G. Armand, N. Hoteit, and P. Divoux. Experimental investigations and modelling of shearing of calcite healed discontinuities of granodiorite under typical stresses. *Engineering Geology*, 64, No. 2 :117–133, 2002.

- [21] M. Boulon, A. Selvadurai, Z. H. Benjelloun, and B. Feuga. Influence of rock joint degradation on hydraulic conductivity. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech.*, 30 : 1311-1317, 1993.
- [22] E. T. Brown, L. R. Richards, and M. V. Barr. Shear strength characteristics of the delabole slates. In *Proc. Int. Conf. on Rock Engineering*, pages 33–51, Newcastle upon Tyne, UK, 1977.
- [23] D. Brush and N. Thomson. Fluid flow in synthetic rough-walled fractures : Navier-stokes, stokes, and local cubic law simulations. *Water Resources Research*, 39 :1085–1105, 2003.
- [24] O. Buzzi. Hydromécanique du contact entre géomatériaux, expérimentation et modélisation. application au stockage de déchets nucléaires. *Thèse, Université Joseph Fourier, Grenoble*, 2005.
- [25] I. Carol, A. Gens, and E. Alonso. A three dimensional elastoplastic joint element. *Centek Publishers, Lulea (Suède)*, 1985.
- [26] CFMR, F. Homand, and P. Duffau. Manuel de mécanique des roches. tome 1 : fondements. *Publication de Ecole de Mines de Paris, Paris*, 2000.
- [27] F. Darve. Contribution à la détermination de la loi rhéologique incrémentale des sols. *Thèse, Université Joseph Fourier, Grenoble*, 1974.
- [28] F. Darve. L'écriture incrémentale des lois rhéologiques et les grandes classes de lois de comportement- manuel de rhéologie des géomatériaux. *Presses de l'école nationale des ponts et chaussées*, 1987.
- [29] C. Desai and K. Fishman. Plasticity based constitutive model with associated testing for joints. *Int. J. Rock Mech. and Min. Sc.*, 28, N°1 : 15-26, 1991.
- [30] P. Divoux. Modelisation du comportement hydro-mécanique des discontinuités dans les structures et les fondations rocheuses. application aux barrages en béton. *Thèse, Université Joseph Fourier, Grenoble*, 1997.
- [31] G. M. Elliott, E. T. Brown, P. I. Boodt, and J. A. Hudson. Hydrochemical behaviour of joints in the carmenelis granite, sw england. In *Proc. Int. Symp. On Fundamentals of Rock Joints*, pages 249–258. Balkema, 1985.
- [32] T. Esaki, S. Du, Y. Mitani, K. Ikusada, and L. Jing. Development of shear-flow test apparatus and determination of coupled properties for a single rock joint. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 36 : 641-650, 1999.

- 
- [33] N. Fardin, Q. Feng, and O. Stephansson. Application of a new 3d laser scanner to study the scale effect on the rock joint surface roughness. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 41 : 329-335, 2004.
  - [34] H. S. Fox D.J., Kana D.D. Influence of the interface roughness on dynamic shear behaviour in jointed rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 36, No. 7 :923-940, 1998.
  - [35] O. Frank and J. Jones. A laboratory study of the effects of confining pressure on fracture flow and storage capacity in carbonate rocks. *Journal of Petroleum Technology*, January 1975.
  - [36] J. Gale. A numerical field and laboratory study of flows in rock with deformable fractures. *PhD Thesis, University of California, Berkeley, USA*, 1975.
  - [37] J. Gale. The effect of fracture type on the stress fracture-closure, fracture-permeability relationships. In *Proceedings of the 23th U.S. Rock Mech. Symp., Berkeley, California, USA*, 1982.
  - [38] J. Gale. Hydraulic behaviour of rock joint. In *Proc. of the Rock Joints, Loen, Norway*, pages 351-362. Balkema, 1990.
  - [39] A. Gangi. Variation of whole and fractured porous rock permeability with confining pressure. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 15 : 249-257, 1978.
  - [40] A. J. Geertsema. Technical note : The shear strength of planar joints in mudstone. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 39, No. 8 :1045-1049, 2002.
  - [41] A. Gens, I. Carol, and E. Alonso. A constitutive model for rock joints ; formulation and numerical implementation. *Computers and Geotechnics*, 9 :3-20, 1990.
  - [42] S. Gentier. Morphologie et comportement hydromécanique d'une fracture naturelle dans un granite sous contrainte normale. *Thèse, Université d'Orléans*, 1986.
  - [43] S. Gentier, D. Hopkins, J. Riss, and E. Lamontagne. Hydromechanical behavior of a fracture : how to understand the flow path. *Proceeding of the MJFR-3 Conf, Vienna, Austria*, 1998.
  - [44] J. Ghaboussi, E. L. Wilson, and J. Isenberg. Finite element for rock joints and interfaces. *Journal of soil mechanics and foundation division, ASCE*, 99, SM 10 :833-48, 1973.

- [45] R. Goodman. Methods of geological engineering in discontinuous rock. *Publisher West Publishing Company, New York*, 1976.
- [46] R. E. Goodman, R. L. Taylor, and T. L. Brekke. A model for the mechanics of jointed rock. *Journal of soil mechanics and foundation division, ASCE*, 94, SM 3 :637–659, 1968.
- [47] G. Grasselli. Shear strength of rock joints based on quantified surface description. *Thèse, Ecole Polytechnique Federale, Lausanne, Suisse*, 2001.
- [48] E. Hakami. Aperture distribution of rock fracture. *PhD thesis, Division of Engineering Geology, Royal Institute of technology, Stockholm*, 1995.
- [49] E. Hakami and E. Larsson. Aperture measuring and flow experiments on a single natural fracture. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 33, No. 4 :395–404, 1996.
- [50] J. Hans. Etude expérimentale et modélisation numérique multiéchelle du comportement hydromécanique de répliques de joints rocheux. *Thèse, Université Joseph Fourier, Grenoble*, 2002.
- [51] J. Hans and M. Boulon. A new device for investigating the hydromechanical properties of rock joints. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 27 : 513-548, 2003.
- [52] F. Homand, T. Belem, and M. Souley. Friction and degradation of rock joint surface under shear loads. *Int. J. Numer. Anal. Geomech.*, 25, No. 10 :973–999, 2001.
- [53] F. Homand-Etienne and J. Shao. Modelisation du comportement mécanique des granites de la Vienne. In E. Sciences, editor, *Etude Du Massif de Charroux-Civray, Actes Des Journées Scientifiques CNRS-ANDRA*, pages 205–223, 1999.
- [54] X. Huang, B. C. Haimson, M. E. Plesha, and X. Qiu. An investigation of the mechanics of rock joints - part I : laboratory investigation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 30, No.3 :257–269, 1993.
- [55] D. Y. Huang T.H. Anisotropic shear strength of rock joints. In S. . Barton, editor, *Rock Joints*, pages 211–218. Balkema, 1990.
- [56] R. Huston and C. Dowding. Joint asperity degradation during cyclic shear. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 27, No. 2 : 109-119, 1990.
- [57] R. W. Hutson and C. H. Dowding. Joint asperity degradation during cyclic shear. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 27, No. 2 :109–119, 1990.

- 
- [58] B. Indraratna, A. Haque, and W. Gale. Evaluation of jointed rock permeability using a high pressure triaxial apparatus. In Rossmanith, editor, *Proc. Of the MJFR-3 Conf., Vienne, Autriche*. Balkema, 1998.
- [59] B. Indraratna, J. Price, P. Ranjith, and W. Gale. Some aspects of unsaturated flow in jointed rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 39 : 5, 555-568, 2002.
- [60] B. Indraratna and P. Ranjith. Hydromechanical aspects and unsaturated flow in jointed rock. *Swets & Zeitlinger B.V., Lisse*, 2001.
- [61] B. Indraratna, P. G. Ranjith, and W. Gale. Laboratory measurement of two-phase flow parameters in rock joints based on high pressure triaxial testing. *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division, ASCE*, 127 : 6 , 530-542, 1999.
- [62] B. Indraratna, P. G. Ranjith, and W. Gale. Single phase water through rock fractures. *Geotechnical and Geological Engineering*, 17 :3-4, 211-240, 1999.
- [63] H. A. Indraratna B. Experimental study of shear behavior of rock joints under constant normal stiffness conditions. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 34 :3-4, paper 141, 1997.
- [64] K. Iwai. Fundamental studies of fluid flow through a single fracture. *PhD Thesis, University of California, Berkeley, USA*, 1976.
- [65] M. Jafari, F. Pellet, M. Boulon, and K. Amini Hosseini. Experimental study of mechanical behaviour of rock joints under cyclic loading. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 37, No. 1 :3-23, 2004.
- [66] J. Jing. A two-dimensional constitutive model of rock joints with pre- and post-peak behaviour. In *Proc. of the Rock Joints, Loen, Norway*. 633-638, Balkema, 1990.
- [67] L. Jing, E. Nordlund, and O. Stephansson. An experimental study on the anisotropy and stress-dependency of the strength and of the deformability of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 29, No. 6 :535-542, 1992.
- [68] L. Jing and O. Stephansson. Mechanics of rock joints : experimental aspects. *Mechanics of Geomaterial Interfaces*, A.P.S. Selvadurai, M. Boulon, 317-342, Asterdam-Oxford-New York-Tokyo, 1995.
- [69] S. O. Jing L., Nordlund E. A 3-D constitutive model for rock joints with anisotropic friction and stress dependency in shear stiffness. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 31, No. 2 :173-178, 1994.

- [70] I. Kadiri, V. Merrien-Soukatchoff, and Y. Guglielmi. Analysis of the in situ hydromechanical behavior of a fractured calcareous rock mass. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 39, No. 1 :1–24, 2006.
- [71] J. I. Kodikara J.K. Shear behaviour of irregular triangular rock-concrete joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 31, No. 4 :313–322, 1994.
- [72] J. Korsawe, E. Perau, S. Potthoff, and G. Starke. Numerical approximation of water air two phase flow by the mixed finite element method. *Computers and Geotechnics*, 30, No. 8 :695–705, 2003.
- [73] R. L. Kranz, S. D. Frankel, and C. H. Scholz. The permeability of whole and jointed barre granite. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 16 :225–235, 1979.
- [74] B. Ladanyi and G. Archambault. Simulation of shear behavior of a jointed rock mass. In *Proc. 11th Symp. Rock Mech.* 105-125, 1970.
- [75] H. Lee and T. Cho. Hydraulic characteristics of rough fractures in linear flow under normal and shear load. *Rock Mech. Rock Engng.*, 35, N°4 :299–318, 2002.
- [76] F. B. Lefèvre. Comportement en cisaillement et évolution de la morphologie des discontinuités rocheuses. *Thèse, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy*, 1999.
- [77] W. Lechnitz. Mechanical properties of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22, No 5 : 313-321, 1985.
- [78] G. Lomize. Flow in fractured rocks. In *Gosenergoidzat*, 127 pages, Moskva-Leningrad, Moscow, 1951.
- [79] C. Louis. Etude des écoulements d’eau dans les roches fissurées et de leur influence sur la stabilité des massifs rocheux. *EDF, Bulletin de la direction des études et Recherches, Série A, Nucléaire, Hydraulique, Thermique*, N°3, 5-132, 1968.
- [80] T. Maini. In situ hydraulic parameters in jointed rock - their measurement and interpretation. *PhD Thesis, Imperial College, London*, 1971.
- [81] Y. Meheust and J. Schmittbuhl. Flow enhancement of a rough fracture. *Geophysical research letters*, 27 :2989–2992, 2000.
- [82] Y. Mitani, T. Esaki, S. Du, and Y. Jiang. Development of a new advanced shear-flow coupling test apparatus. In *9th Int. Congress on Rock Mechanics, Paris, Vouille & Berest ed.* 769-772, Balkema, 1999.

- 
- [83] V. Mourzenko, J.-F. Thovert, and P. Adler. Permeability of a single fracture ; validity of the reynolds equation. *Journal de Physique*, 2 :465–482, 1995.
- [84] T. Nguyen and A. Selvadurai. A model for coupled mechanical and hydraulic behaviour of a rock joint. *Int. Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 22 : 29-48, 1998.
- [85] R. Olsson. Mechanical and hydromechanical behaviour of hard rock joints. *PhD Thesis, Chalmers University of technology, Goteborg*, 1998.
- [86] R. Olsson and N. Barton. An improved model for hydromechanical coupling during shearing of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 38 : 317-329, 2001.
- [87] F. Patton. Multiple modes of shear failure in rock. In *Conference Proceedings "1st International Congress on Rock Mechanics*, pages Vol. I, pp. 509–513, 1966.
- [88] S. Pietruszczak and G. N. Pande. Constitutive relations for partially saturated soils containing gas inclusions. *J. Geotech. Eng.*, 122, No. 1 : 50-59, 1996.
- [89] M. Plesha. Constitutive models for rock discontinuities with dilatancy and surface degradation. *Int. Journal for Numerical and analytical Methods in geomechanics*, 11 : 345-362, 1987.
- [90] H. Pratt, A. Black, and W. Brace. Friction and deformation of jointed quartzite diorite. In *Proc. 3rd Cong. of Intl. Soc. Rock Mech., Denver, v. I.A*, pages 243–317, 1974.
- [91] X. Qiu, M. E. Plesha, X. Huang, and B. C. Haimson. An investigation of the mechanics of rock joints- part II : analytical investigation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 30, No. 3 :271–287, 1993.
- [92] R. Raven and J. Gale. Water flow in natural rock fracture as a function of stress and sample size. *Int J. Rock. Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr*, vol 22, N°4 : 251-261, 1985.
- [93] Riss J., Gentier S., Archambault G., Flamand R. Description of a fracture morphology in regard of its behavior during shearing. In Rossmanith, editor, *Proc. Of the MJFR-3 Conf., Vienne, Autriche*, pages 205–210. Balkema, 1998.
- [94] N. Robe. Caractérisation et modélisation des massifs rocheux fracturés en blocs. *Thèse, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy*, 1991.

- [95] E. S. Romm. Flow characteristics of fractured rocks (russian). *Nedra, Moscow (translated)*, 1966.
- [96] J. Rutqvist and O. Stephansson. The role of hydromechanical coupling in fractured rock engineering. *Hydrogeology Journal*, 11 : 7-40, 2003.
- [97] S. Saeb and B. Amadei. Modelling rock joints under shear and normal loading. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 29, No. 3 :267–278, 1992.
- [98] J. Seidel and C. Haberfeld. A theoretical model for rock joints subjected to constant normal stiffness direct shear. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 39 : 539-553, 2002.
- [99] J. Sharp and C. Brawner. Prediction of the drainage properties of rock masses. In *Percolation Through Fractured Rock*. International Symposium on Rock Mechanics, Stuttgart, W. Germany, 1972.
- [100] D. Snow. A parallel plate model of fractured permeable media. *PhD Thesis, University of California, Berkeley, USA*, 1965.
- [101] M. Souley, F. Homand, and B. Amadei. An extension of the saeb and amadei constitutive model for rock joints to include cyclic loading paths. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 32, No. 2 :101–109, 1995.
- [102] Z. Sun, C. Gerrard, and O. Stephansson. Rock joint compliance tests for compression and shear loads. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22, No. 4 :197–213, 1985.
- [103] G. Swan. Determination of stiffness and other joint roughness measurements. *Rock Mech. Rock Eng.*, 16 : 19-38, 1983.
- [104] E. Tapan. Amélioration du dispositif laser de mesure de morphologie d'épaves rocheuses. Technical report, Rapport interne - Laboratoire 3S - Université Joseph Fourier, Grenoble., 2004.
- [105] Y. Tsang and P. Witherspoon. Hydromechanical behaviour of a deformable rock fracture due to normal stress. *Journal of Geophysical Research*, 86(B10) : 9287-9298, 1981.
- [106] R. Tse and C. Cruden. Estimating joint roughness coefficients. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 16 : 303-307, 1979.
- [107] F. Vallier. Modélisation numérique du comportement mécanique des joints rocheux, application à l'effet d'échelle. *Thèse, Université Joseph Fourier, Grenoble*, 2005.



- [108] F. Vallier, Y. Mitani, M. Boulon, and T. Esaki. Application of a mechanical constitutive model of rock joint to the study of scale effect. In *Proc. of the ISRM Regional Symposium Eurock conf. and 53rd Colloquium Shubert*, Salzburg, Austria, October 7-9, 2004.
- [109] J. Wibowo, B. Amadei, S. Sture, and A. Robertson. Shear response of a rock joint under different boundary conditions : experimental study. In Rossmanith, editor, *Proc. of the MJFR-2 Conf., Vienne, Autriche*. 425-430, Balkema, 1995.
- [110] P. Witherspoon, C. Amick, J. Gale, and K. Iwai. Observations of a potential size effect in experimental determination of the hydraulic properties of fractures. *Water Resources Res.*, 15 : 1142-1146, 1979.
- [111] P. Witherspoon, Y. Tsang, J. Long, and J. Noorishad. New approaches to problems of fluid flow in fractured rock masses. In *Proceedings of 22nd U.S. Rock Mechanics Symposium*, 1-20, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 1981.
- [112] P. Witherspoon, J. Wang, K. Iwai, and J. Gale. Validity of cubic law for fluid flow in a deformable rock fracture. *Water Resources Res.*, 16 : 1016-1024, 1980.
- [113] W. Wittke. *Rock mechanics, Theory and applications with case histories*. Springer Verlag, 1990.
- [114] W. I. Yeo, M. H. De Freitas, and R. Zimmerman. Effect of shear displacement on the aperture and permeability of a rock fracture. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 35 : 1051-1070, 1998.

---

Annexes du chapitre 4, les essais F1 et F2

---

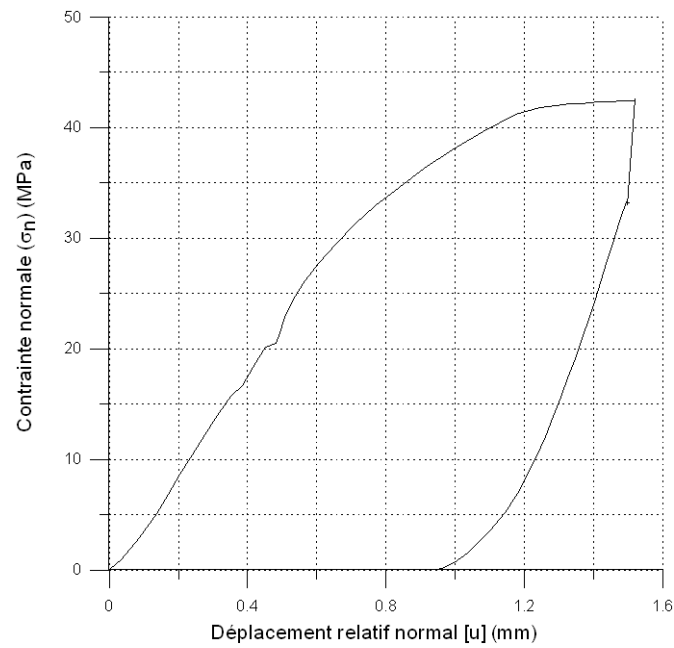


FIG. A.1 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F1 ( $\sigma_n = 0 - 20 - 40$  MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

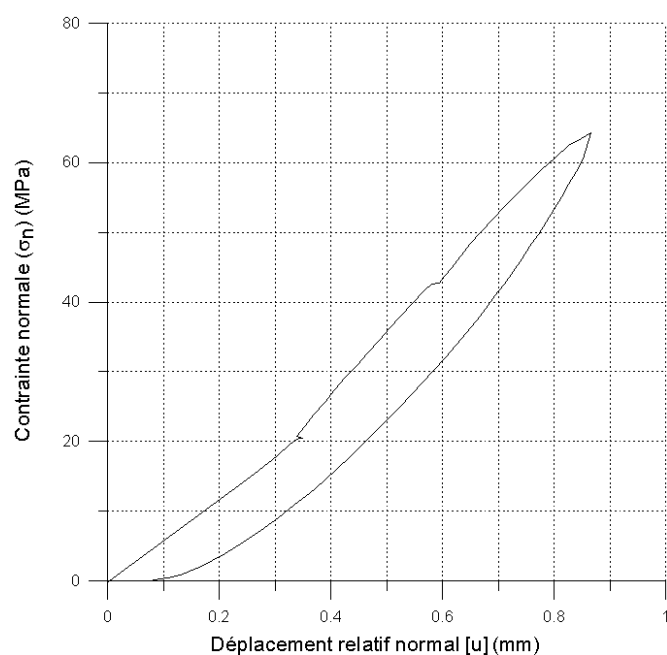


FIG. A.2 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F1 ( $\sigma_n = 0 - 70$  MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

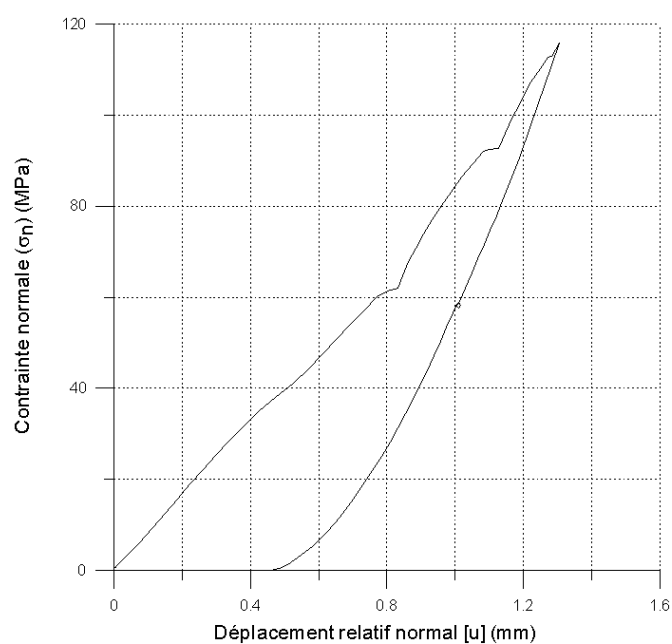


FIG. A.3 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F'1 ( $\sigma_n = 0 - 120$  MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

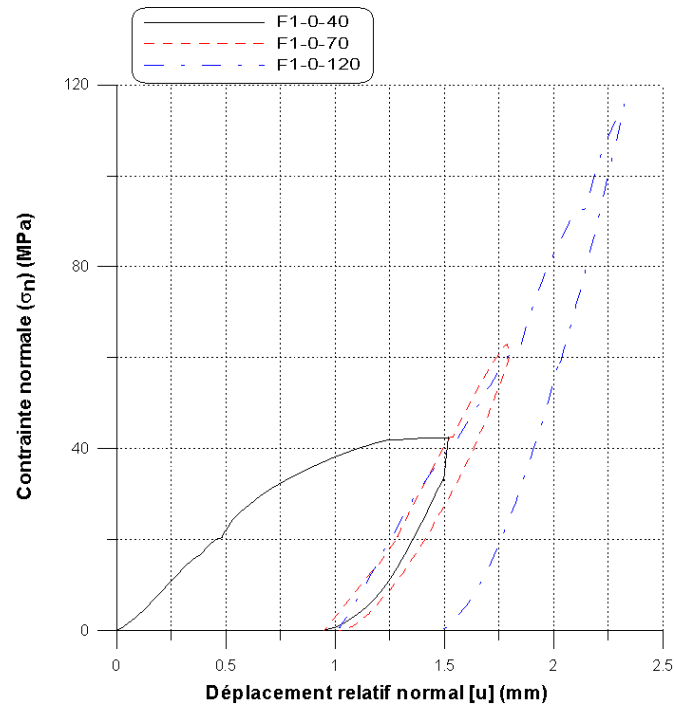


FIG. A.4 – Les essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F1, contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

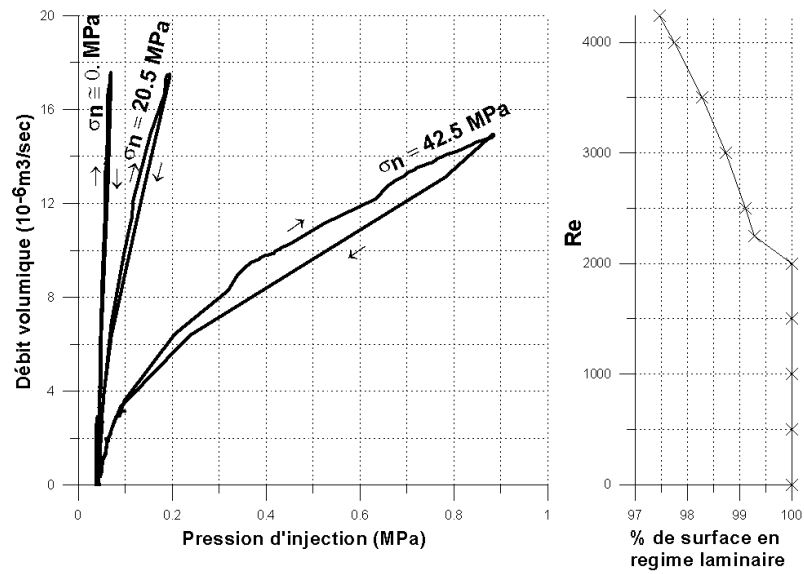


FIG. A.5 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F1 ( $\sigma_n = 0 - 20 - 40$  MPa), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection.

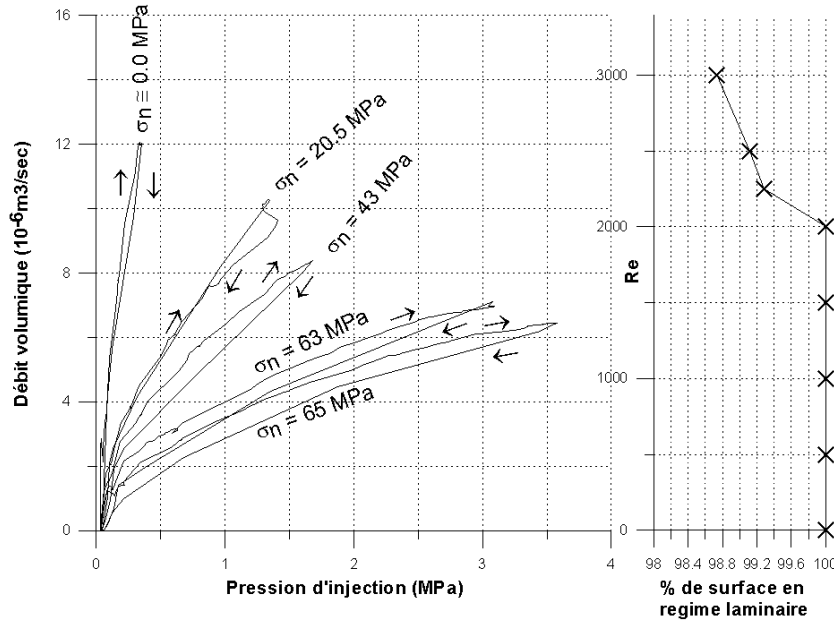


FIG. A.6 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F1 ( $\sigma_n = 0-70$  MPa), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection.

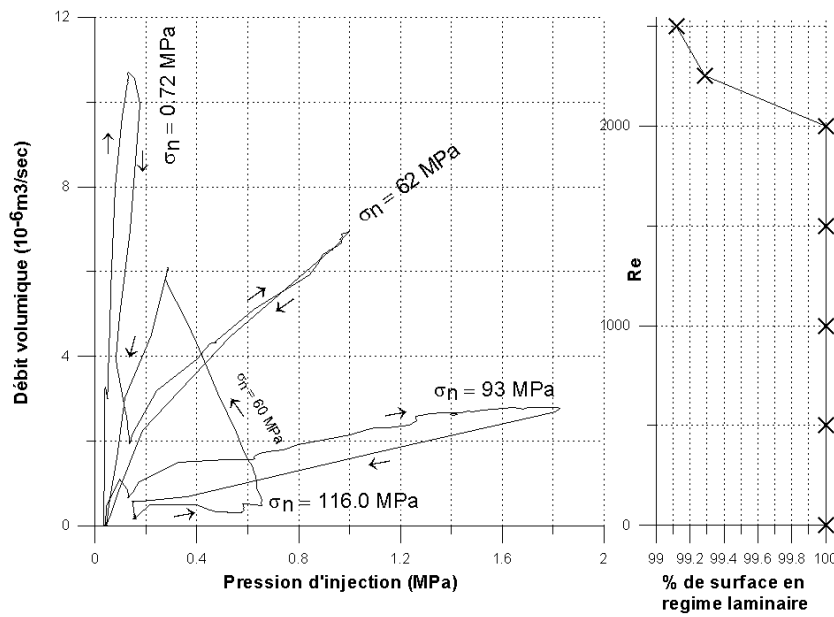


FIG. A.7 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F'1 ( $\sigma_n = 0-116$  MPa), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection.

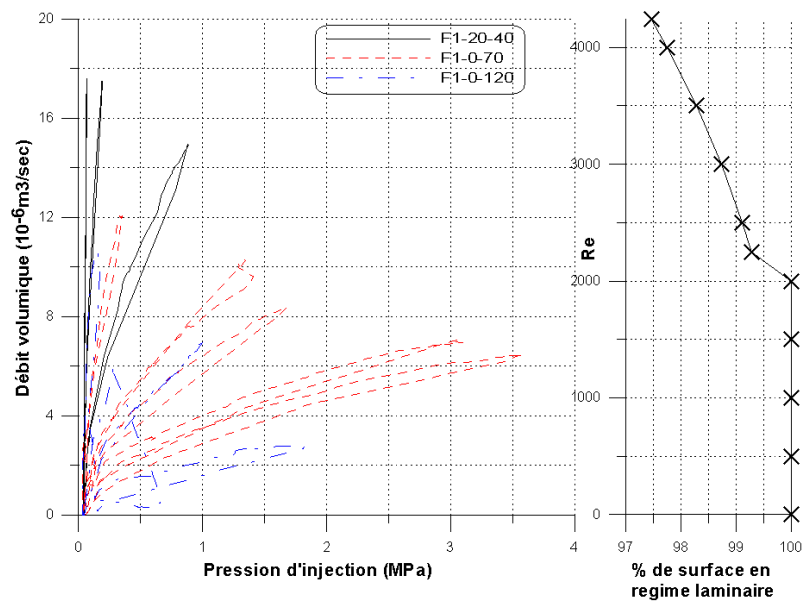


FIG. A.8 – Les essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F1, débit volumique de l'eau en fonction de la pression d'injection.

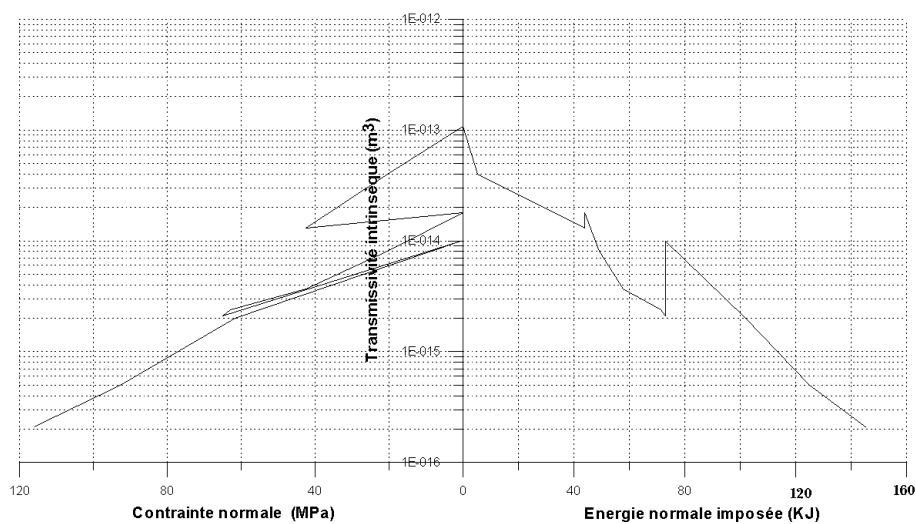


FIG. A.9 – Les essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F1, transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et énergie normale imposée.

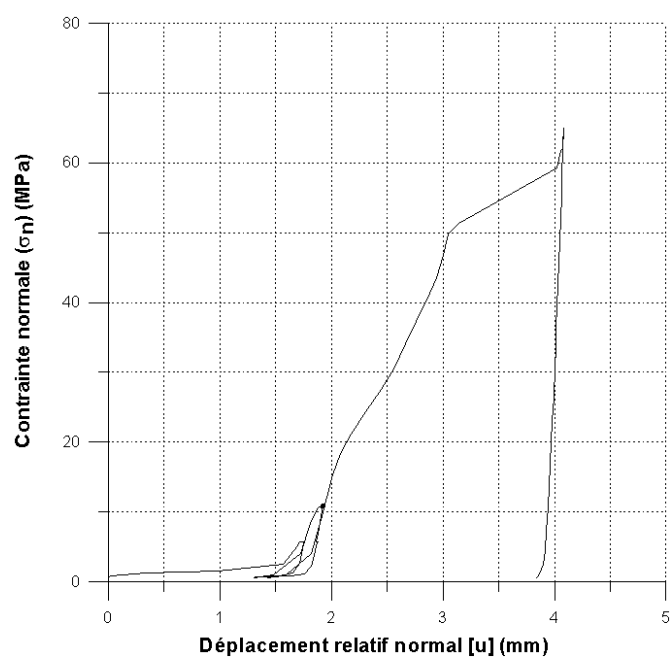


FIG. A.10 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F2 ( $\sigma_n = 0 - 62$  MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

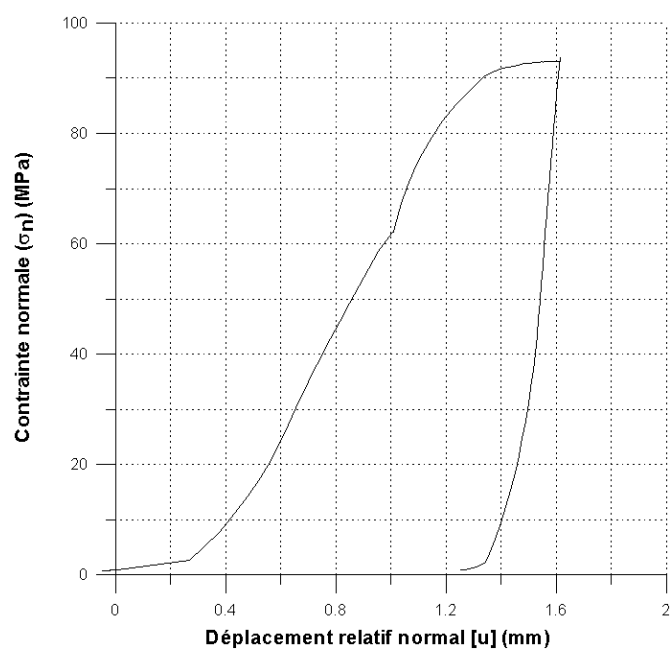


FIG. A.11 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F2 ( $\sigma_n = 0 - 90$  MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

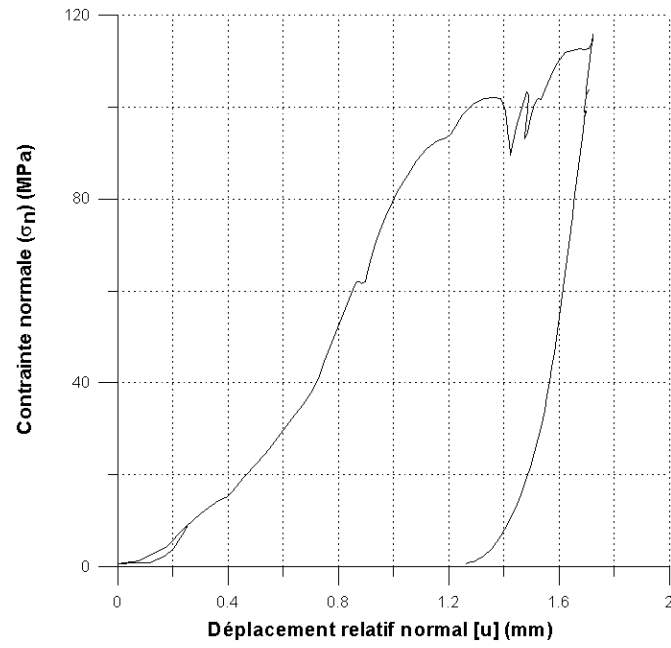


FIG. A.12 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F2 ( $\sigma_n = 0 - 110$  MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

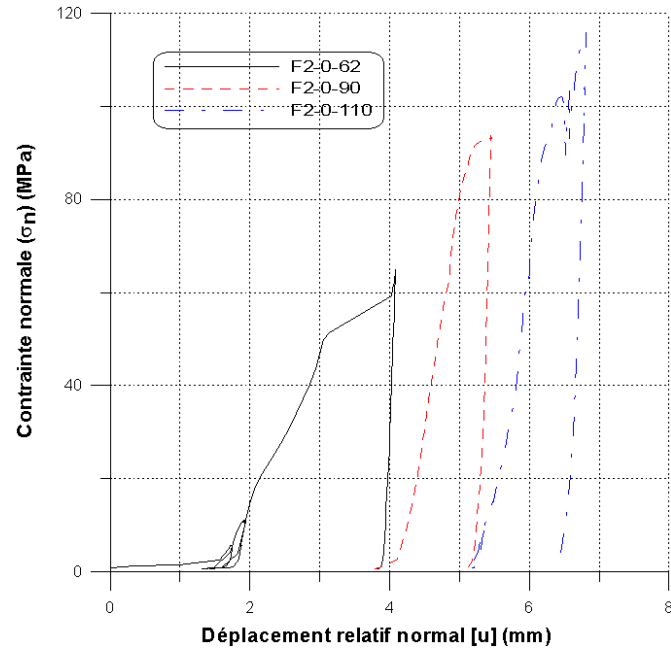


FIG. A.13 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F2, contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.



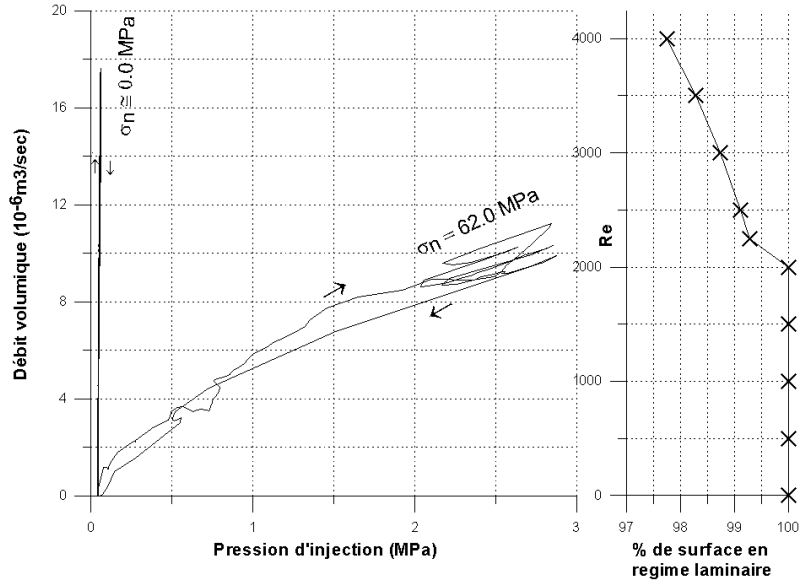


FIG. A.14 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F2 ( $\sigma_n = 0-62$  MPa), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection.

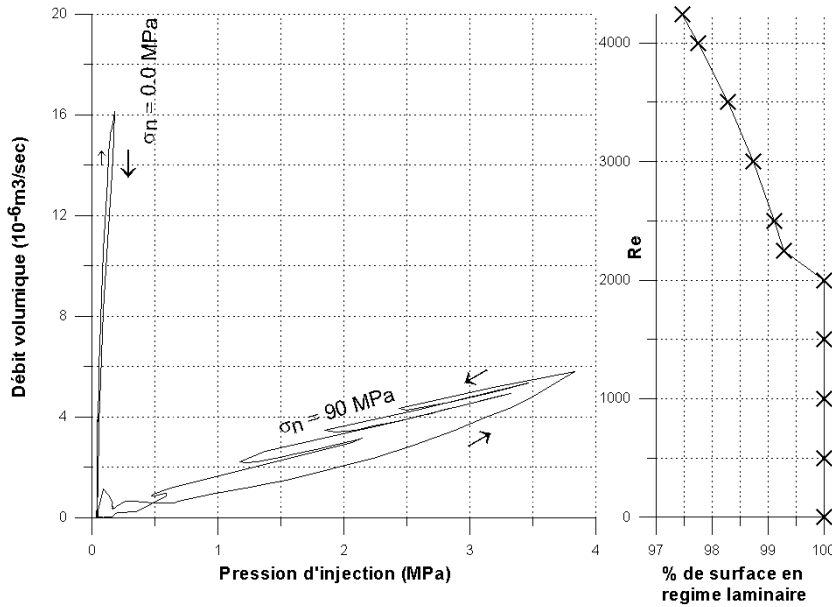


FIG. A.15 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F2 ( $\sigma_n = 0-90$  MPa), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection.

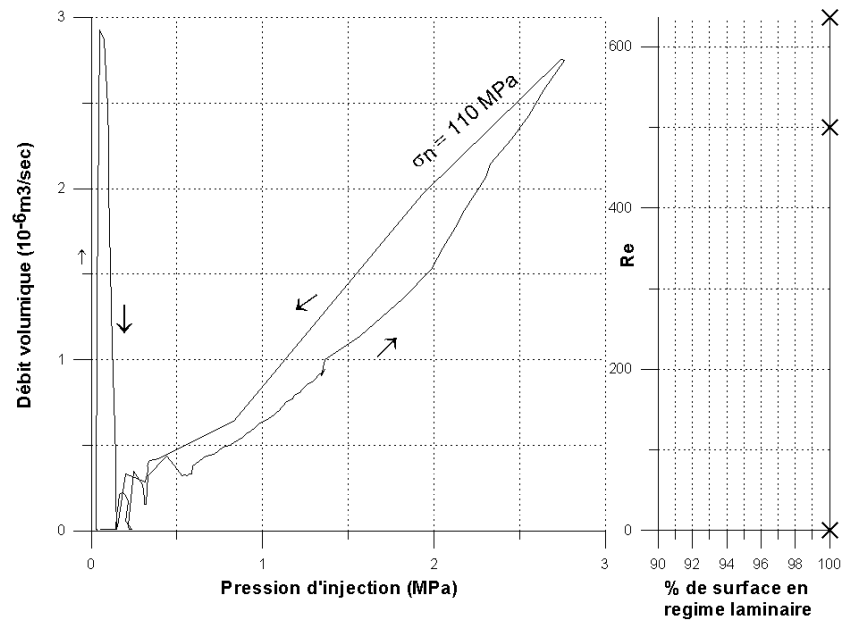


FIG. A.16 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture F2 ( $\sigma_n = 0 - 110$  MPa), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection.

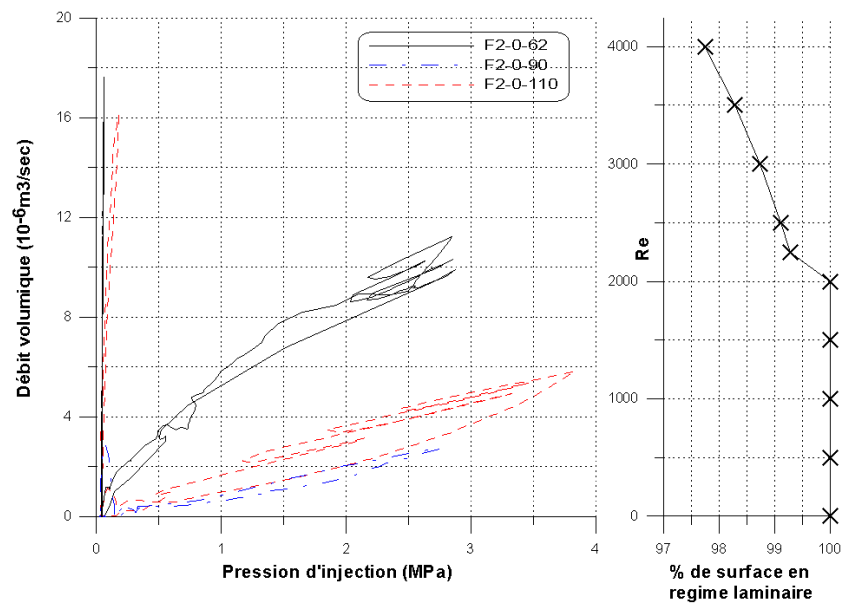


FIG. A.17 – Les essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F2, débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection.

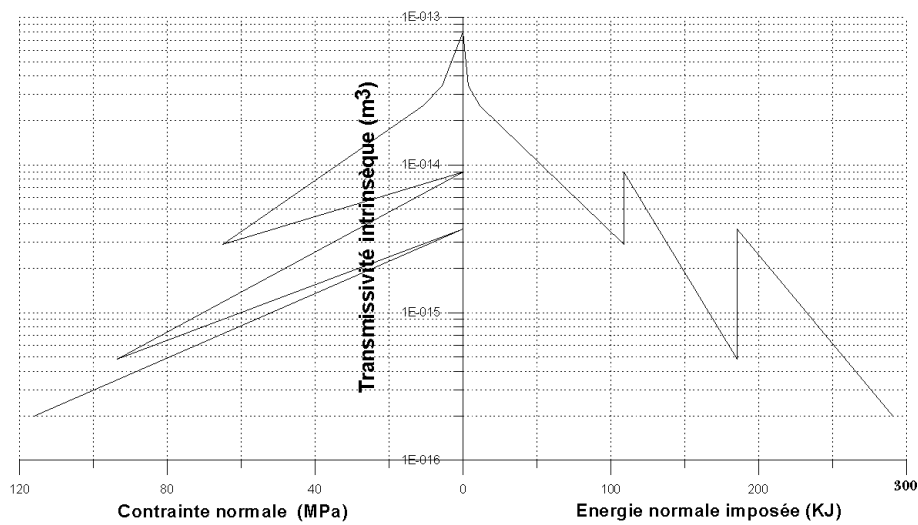


FIG. A.18 – Les essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture F2, transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et énergie normale imposée.

## ANNEXE B

---

### Annexes du chapitre 4, les essais JS1 et JS2

---

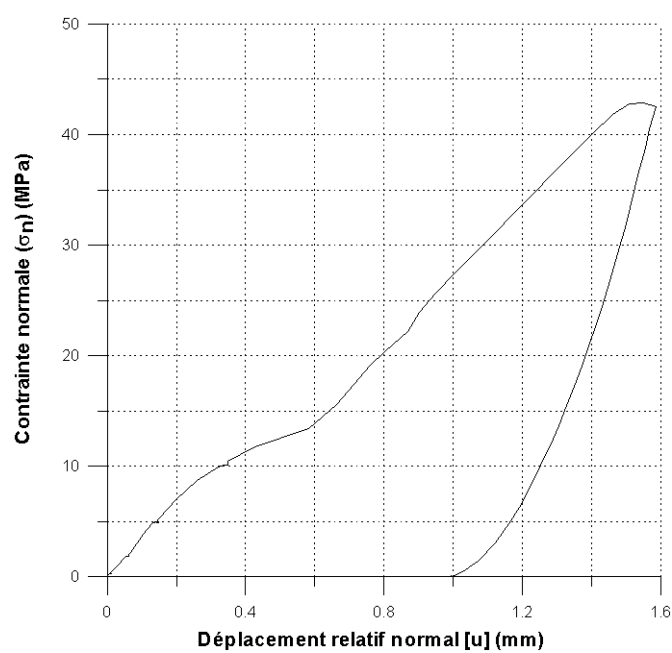


FIG. B.1 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS1 ( $\sigma_n = 0 - 43$  MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

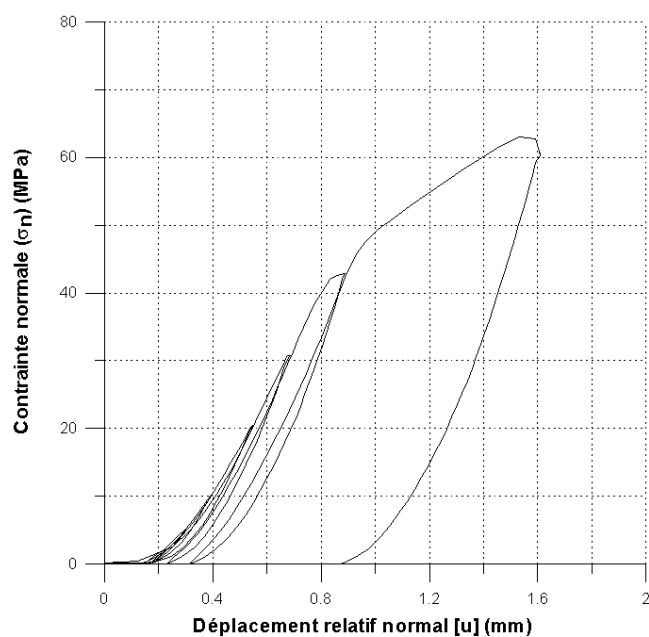


FIG. B.2 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS1 ( $\sigma_n = 0 - 62$  MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

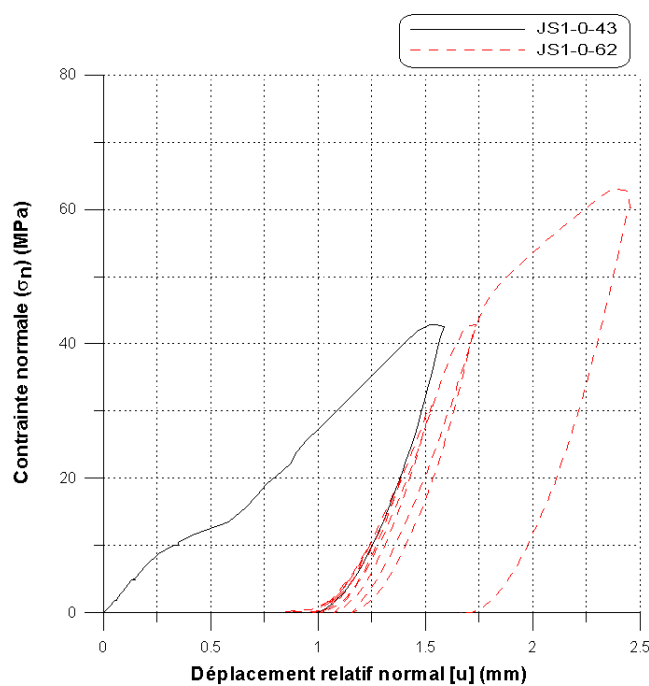


FIG. B.3 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS1, contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

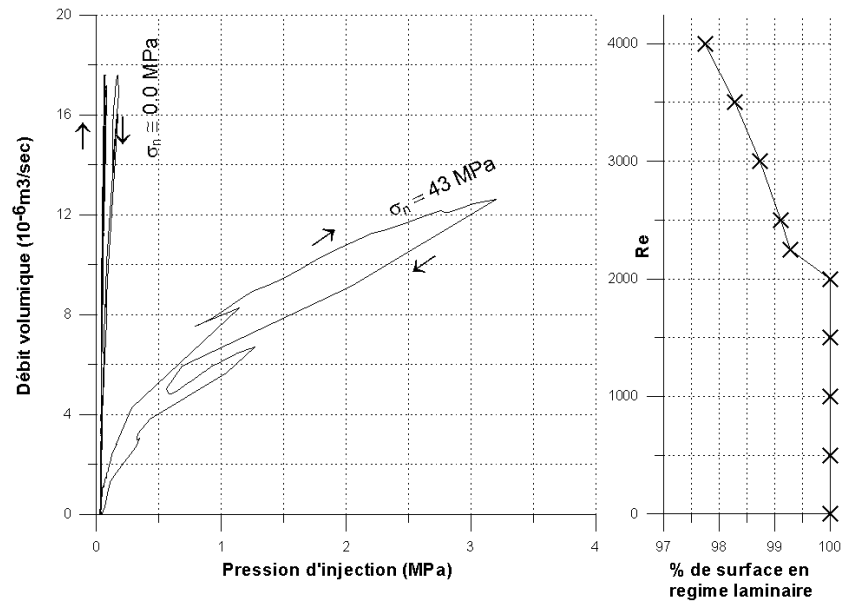


FIG. B.4 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS1 ( $\sigma_n = 0\text{--}43 \text{ MPa}$ ), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection.

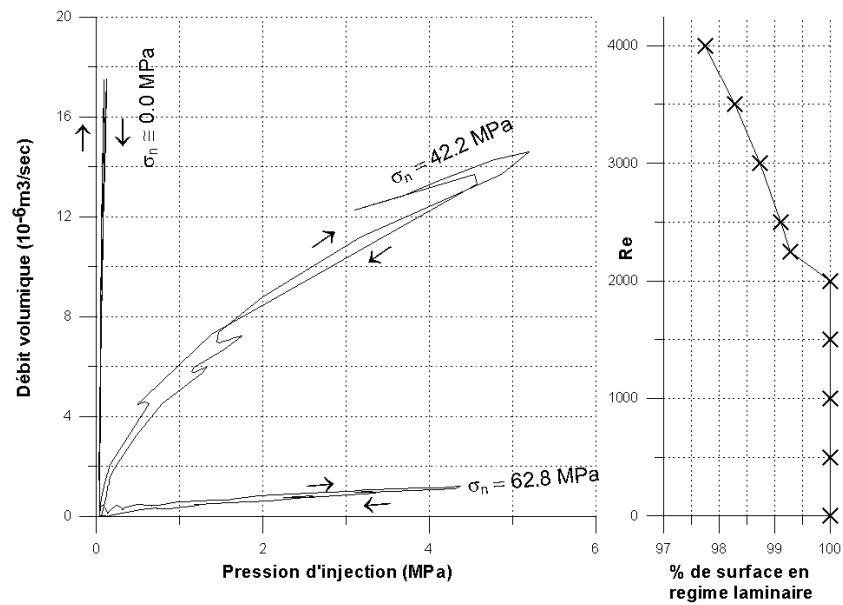


FIG. B.5 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS1 ( $\sigma_n = 0\text{--}62 \text{ MPa}$ ), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection.

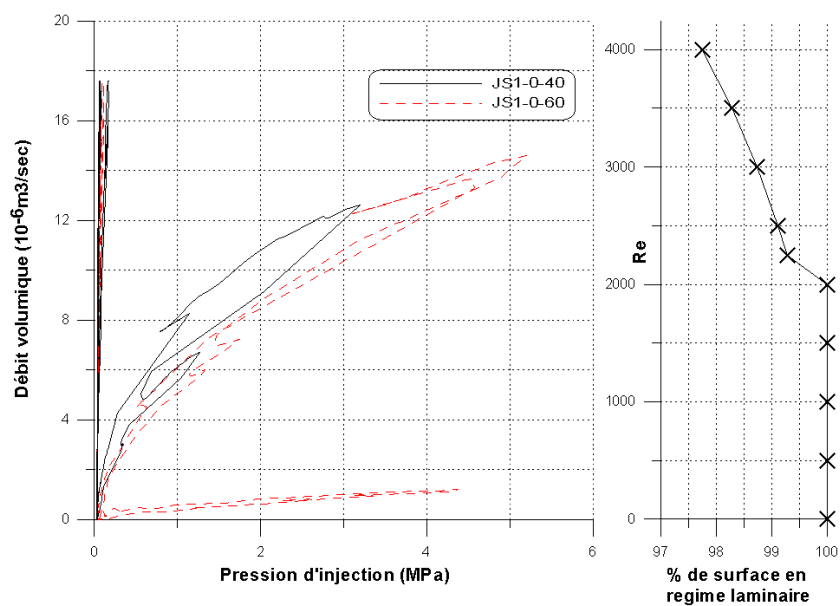


FIG. B.6 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS1, débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection.

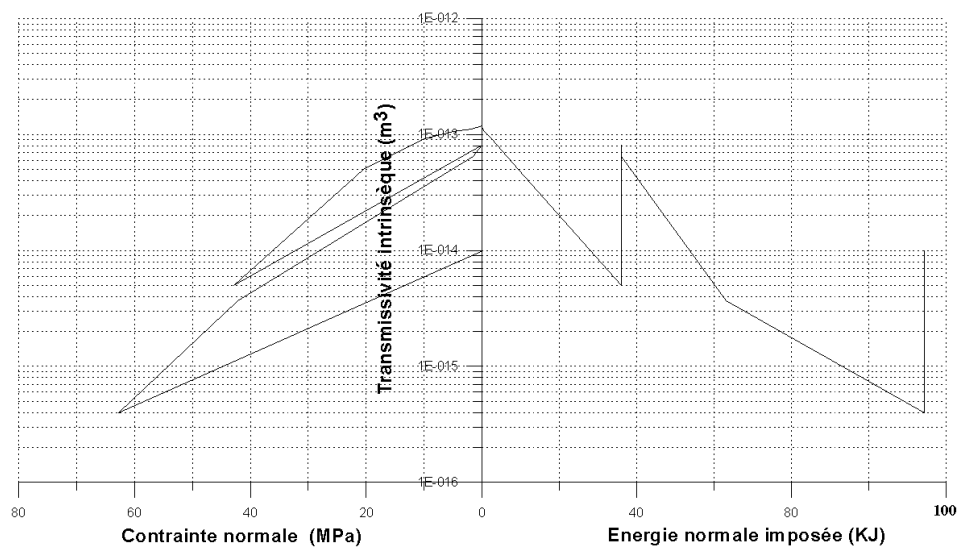


FIG. B.7 – Les essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture JS1, transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et énergie normale imposée.

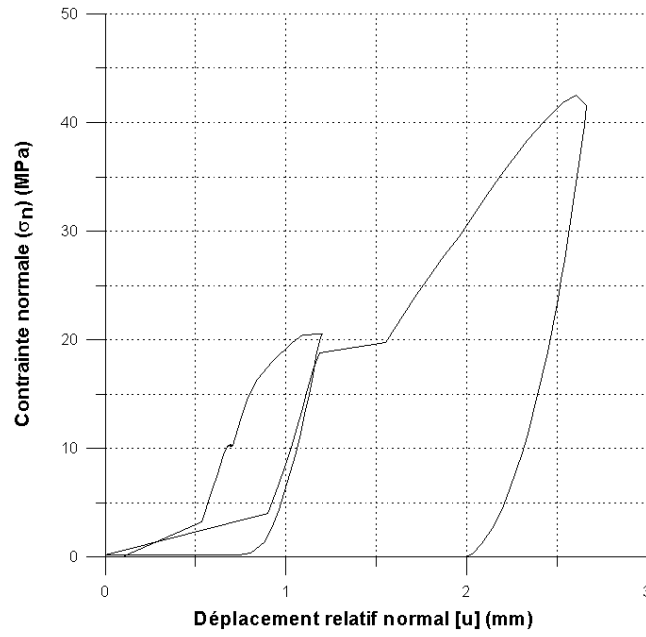


FIG. B.8 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS2 ( $\sigma_n = 0 - 43$  MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

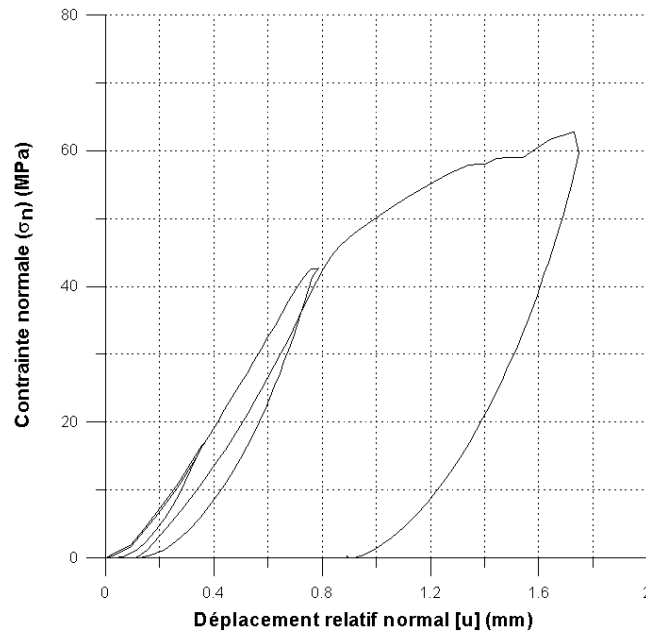


FIG. B.9 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS2 ( $\sigma_n = 0 - 63$  MPa), contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.



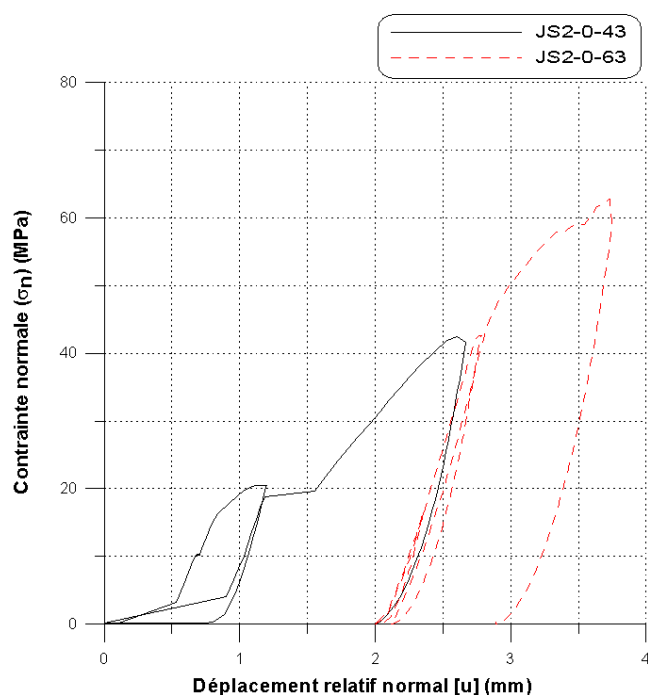


FIG. B.10 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS2, contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal.

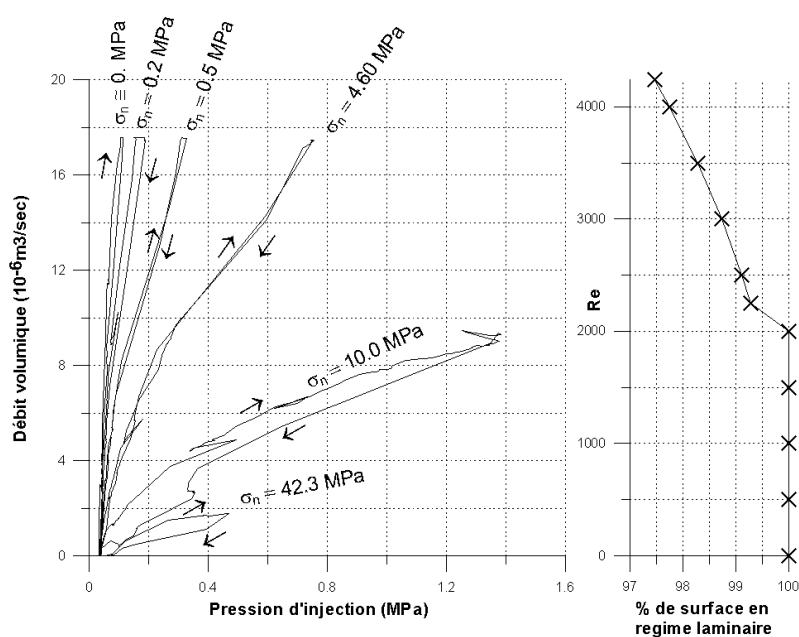


FIG. B.11 – Essai hydromécanique de compression simple sur la fracture JS2 ( $\sigma_n = 0 - 43 \text{ MPa}$ ), débit volumique de l'eau en fonction de pression d'injection. (L'essai est arrêté à cause d'une fuite à 43 MPa, c'est à dire avant la fin programmée de l'essai)

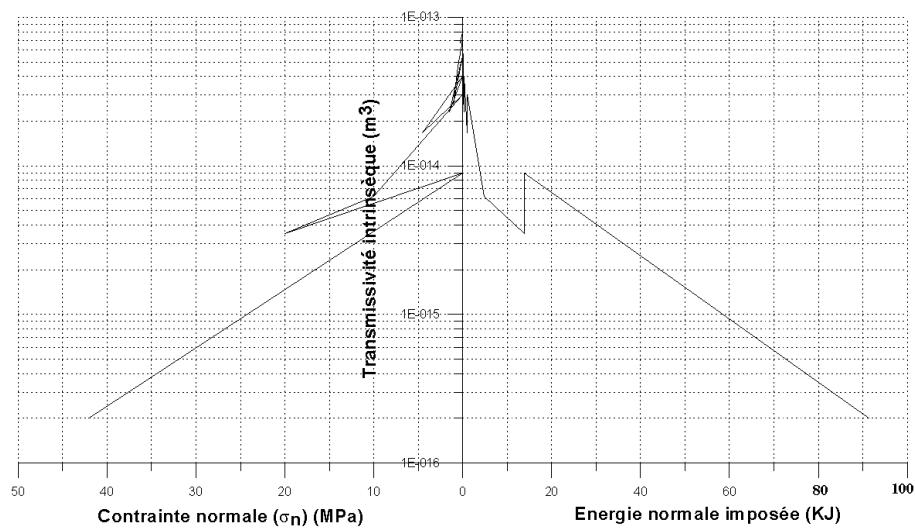


FIG. B.12 – Les essais hydromécaniques de compression simple sur la fracture JS2, transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et énergie normale imposée.



## ANNEXE C

---

Annexes du chapitre 5, modélisation constitutive

---

## C.1 L'échantillon $1\sigma 2$

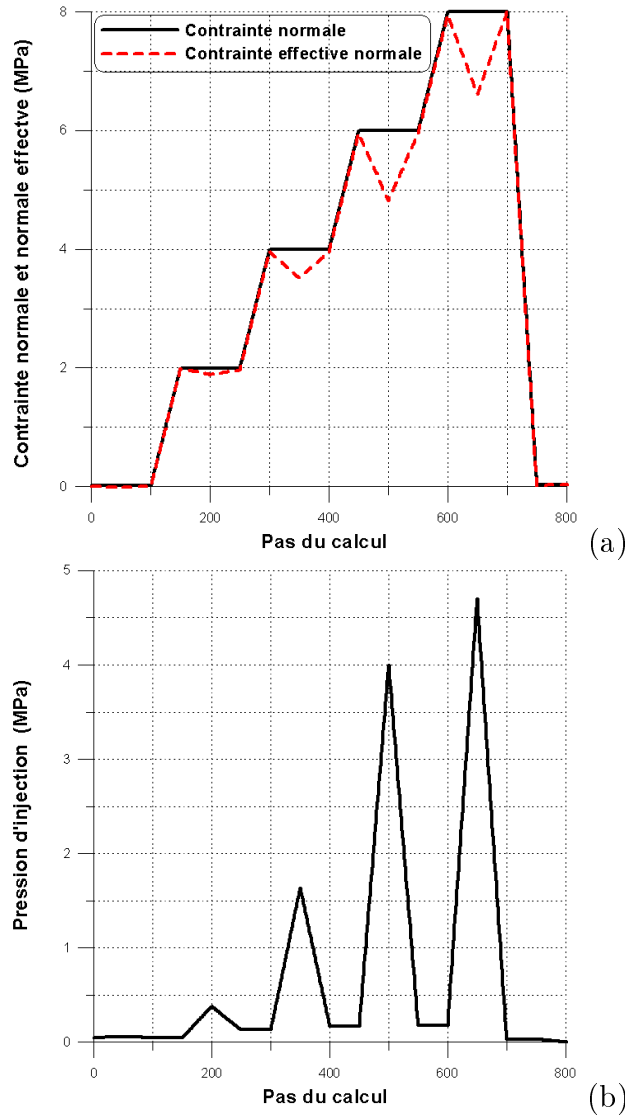


FIG. C.1 – Programme de chargement, essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 1,  $1\sigma 2$ , (essai par Hans [50] réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) chemin de contrainte, (b) pression d'injection imposée.

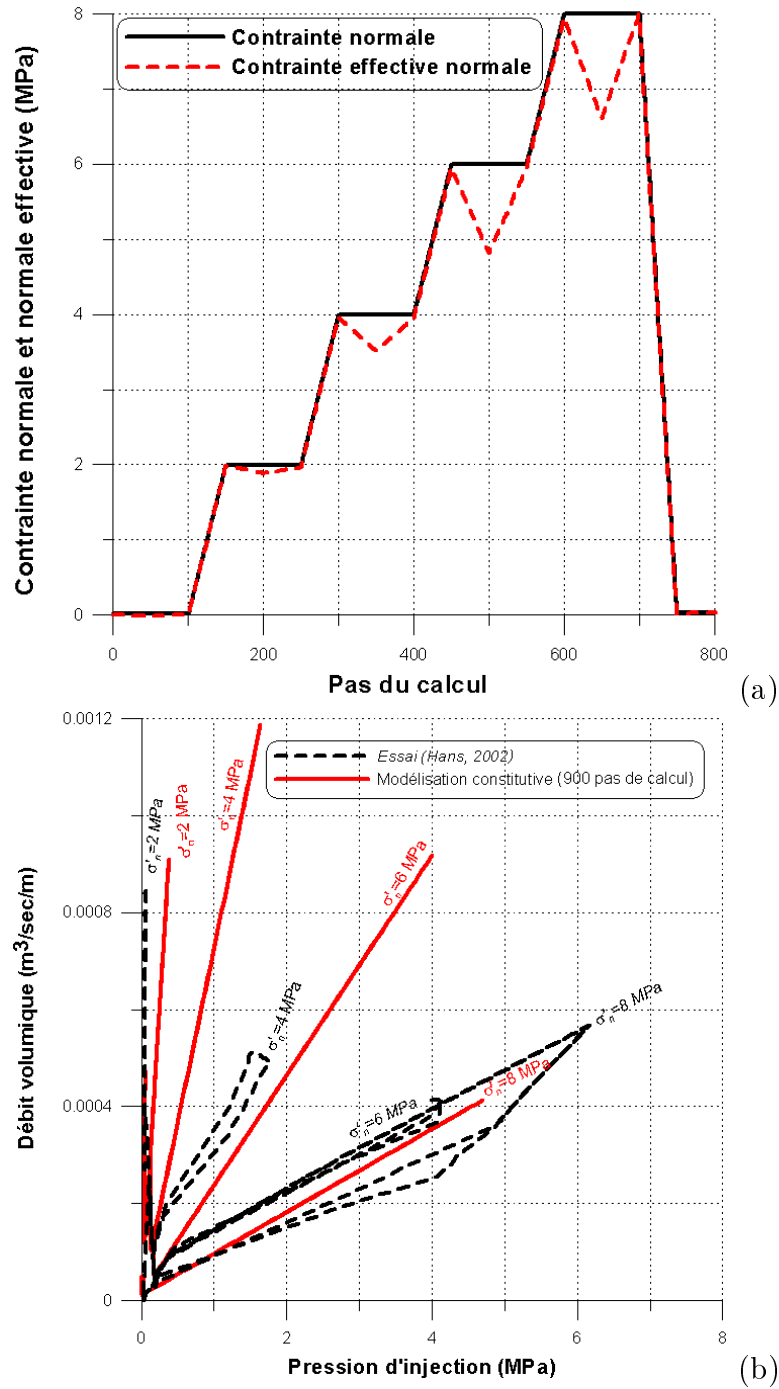


FIG. C.2 – Modélisation constitutive d'essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 1, 1 $\sigma$ 2, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale, (b) débit volumique d'eau injectée en fonction de la pression d'injection.

## C.2 L'échantillon 1 $\tau$ 4

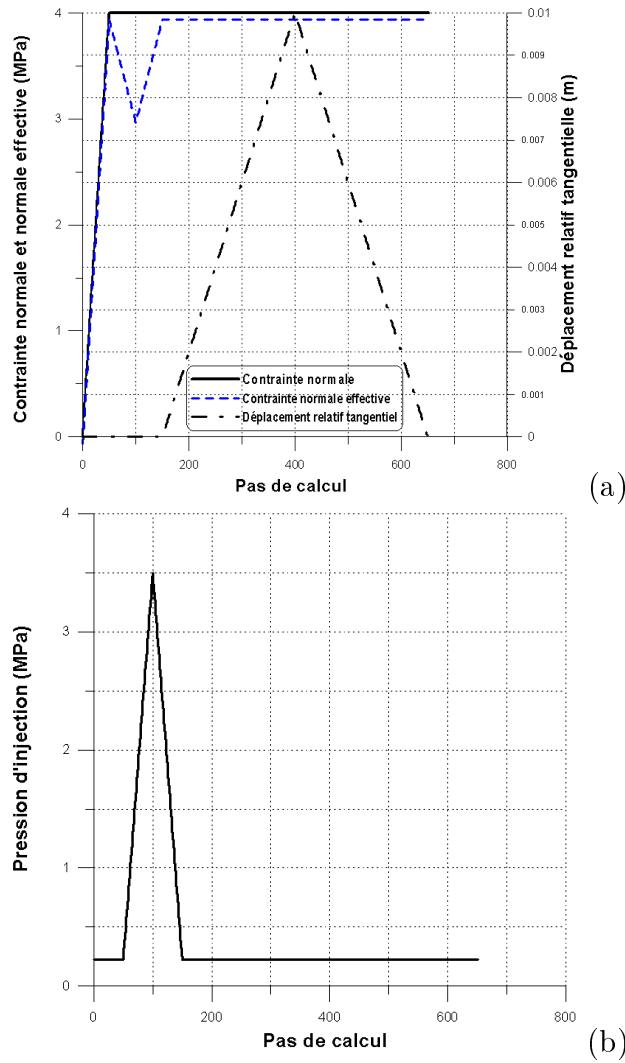


FIG. C.3 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 4, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul.

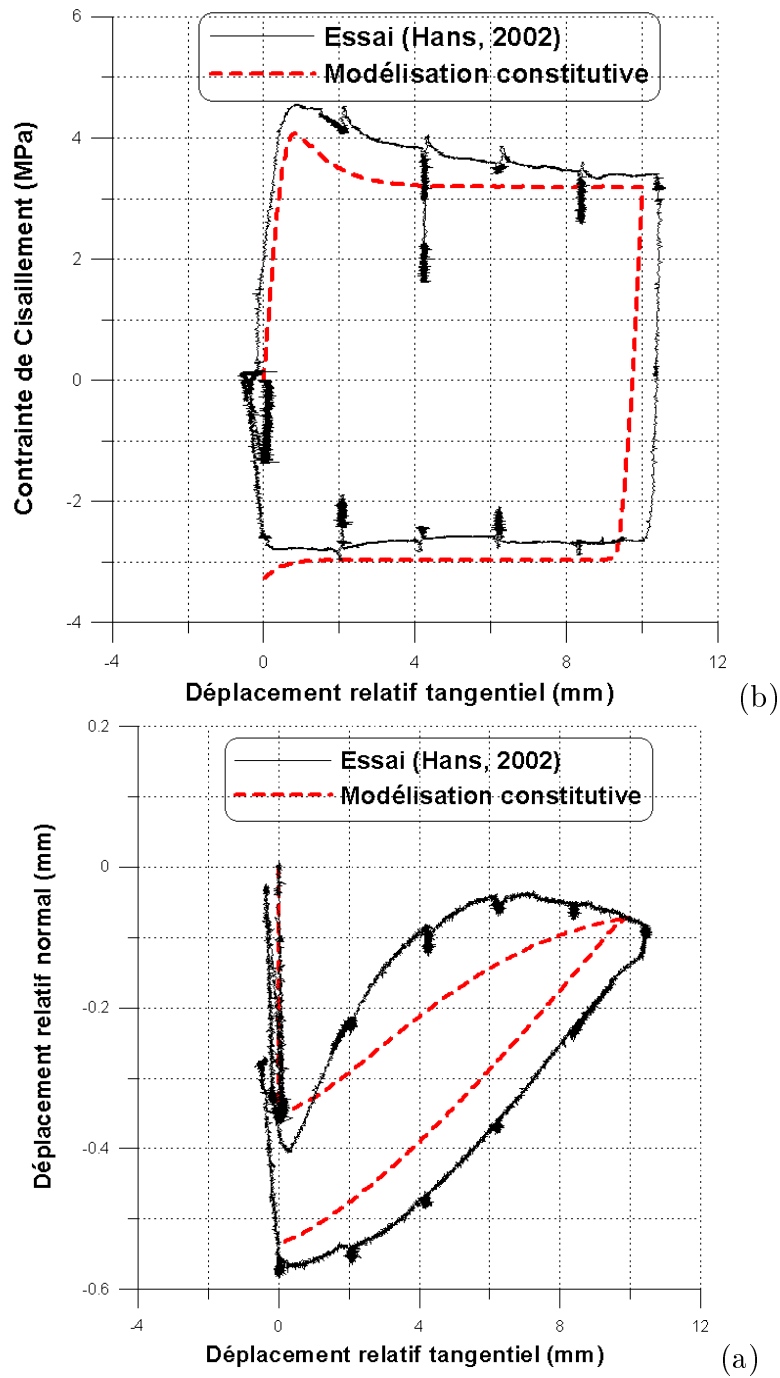


FIG. C.4 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 4, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.



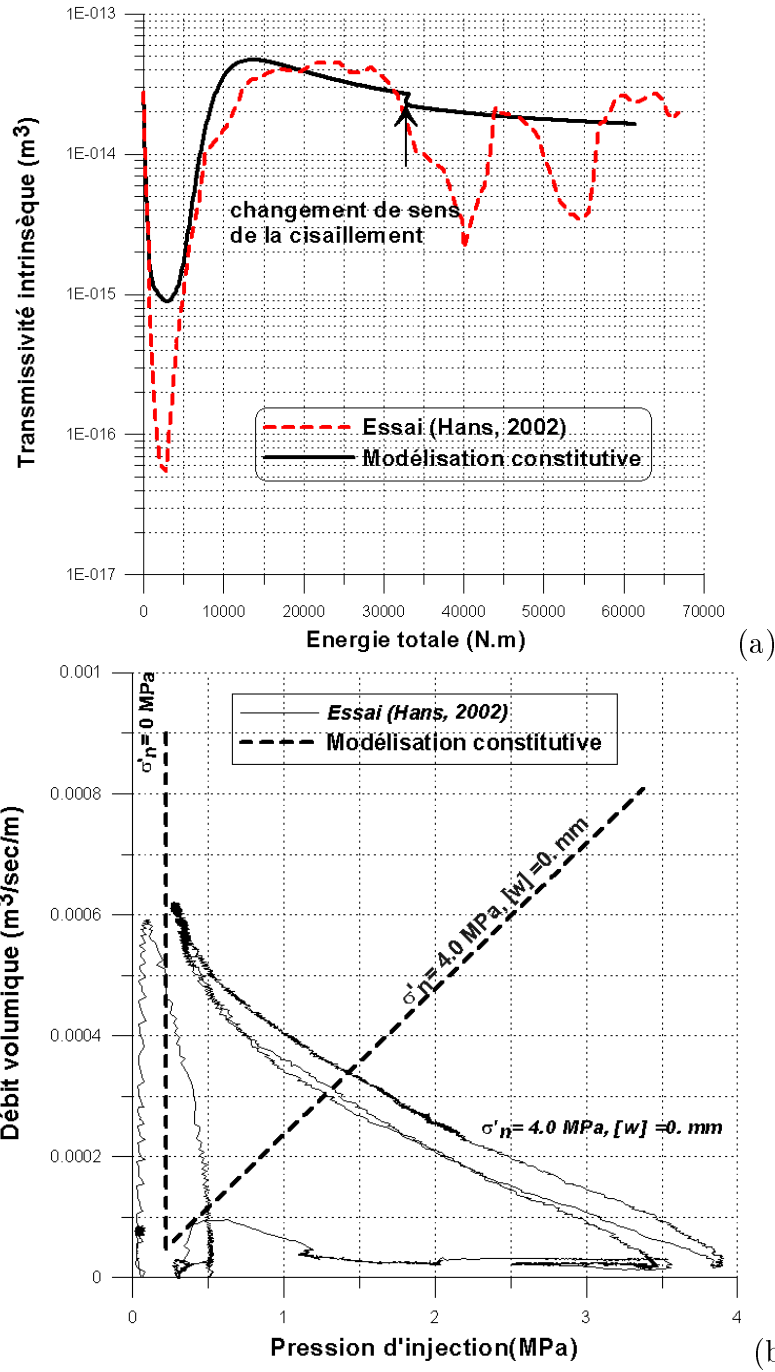


FIG. C.5 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1 $\tau$ 4, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale, (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection.

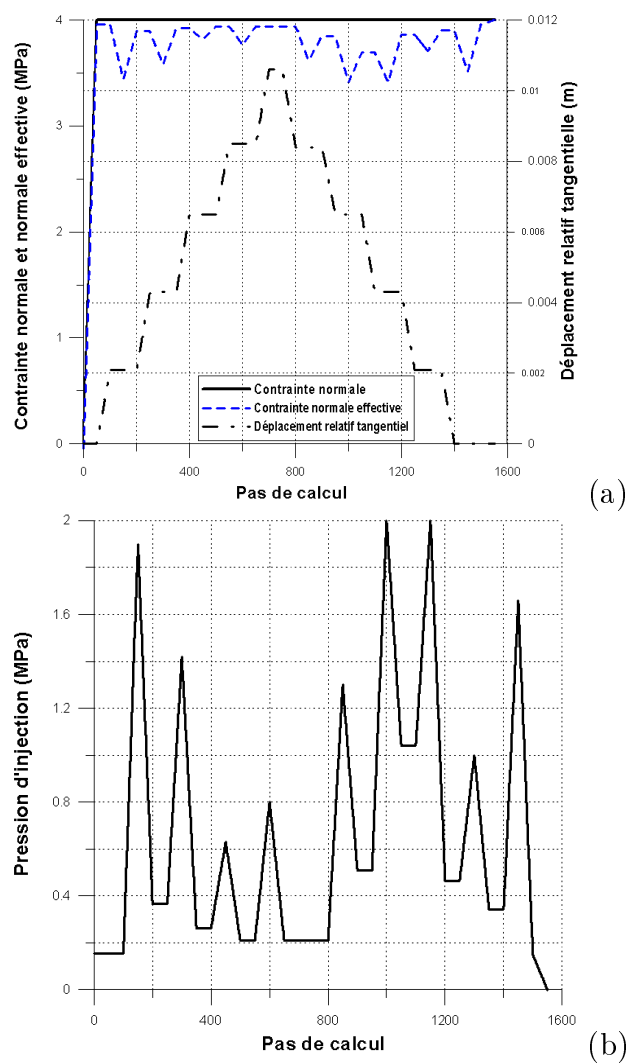
C.3 L'échantillon 1 $\tau$ 5

FIG. C.6 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 5, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul.

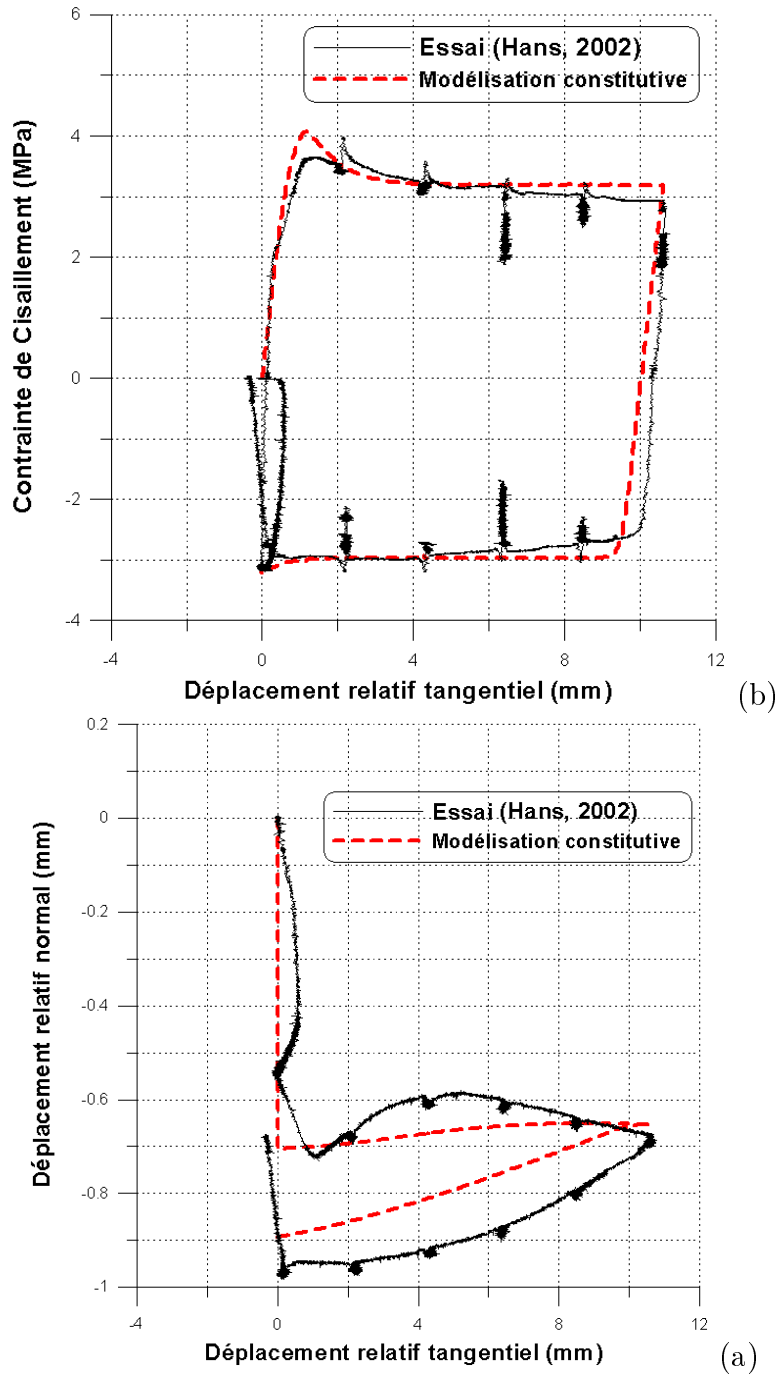


FIG. C.7 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 5, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.

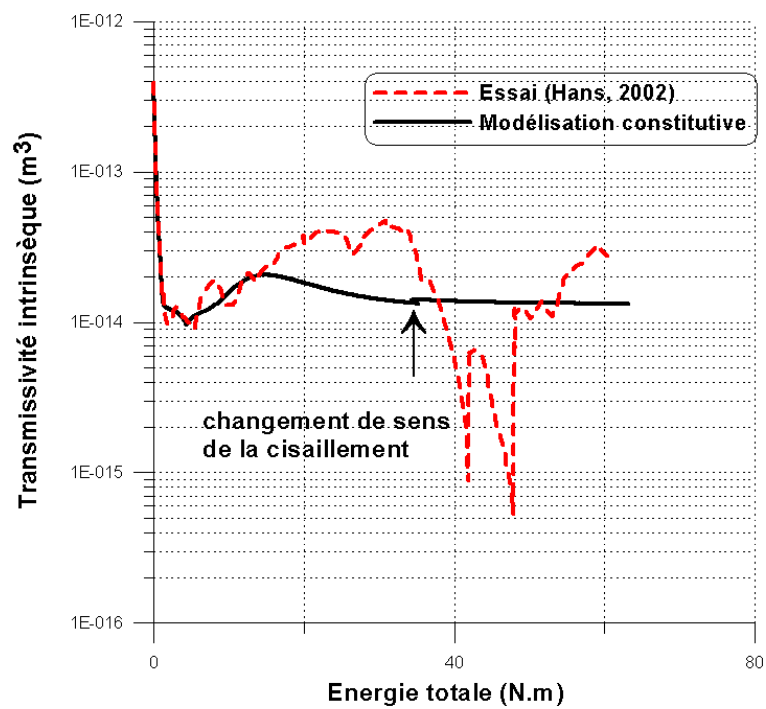


FIG. C.8 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 175, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale.

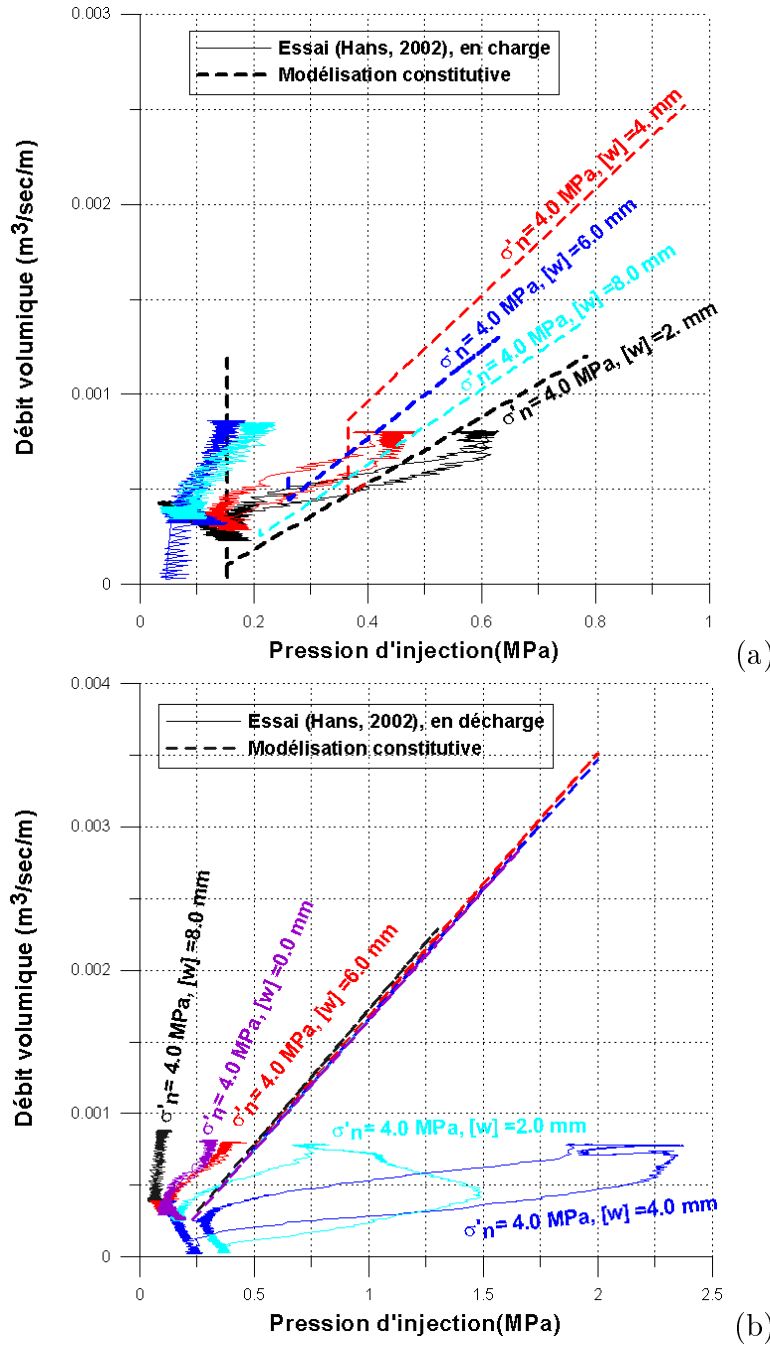


FIG. C.9 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par  $1\tau_5$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge).

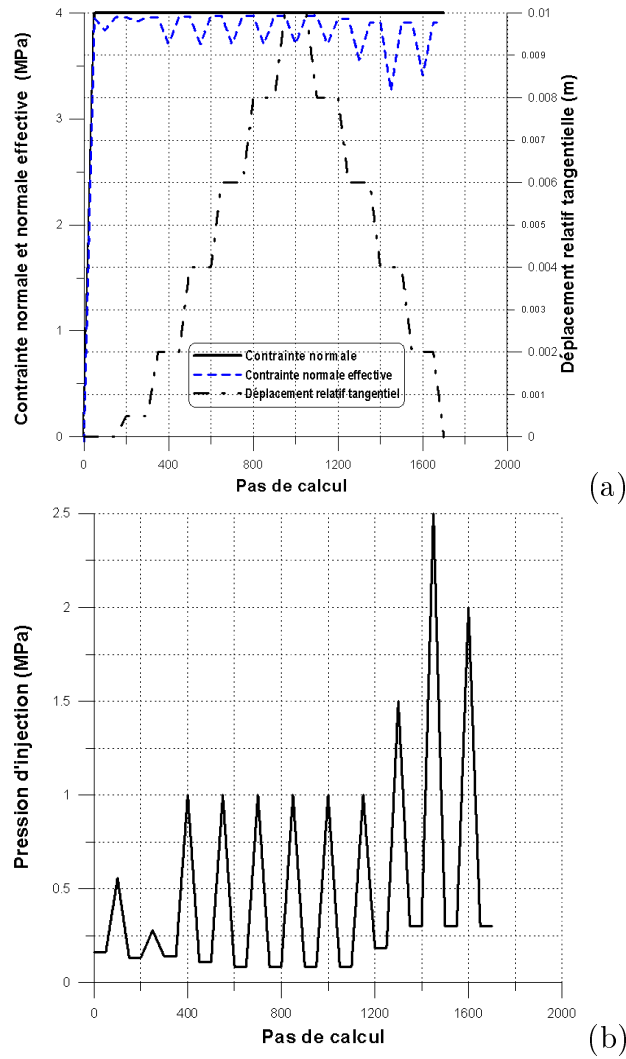
C.4 L'échantillon 1 $\tau$ 6

FIG. C.10 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 6, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul.

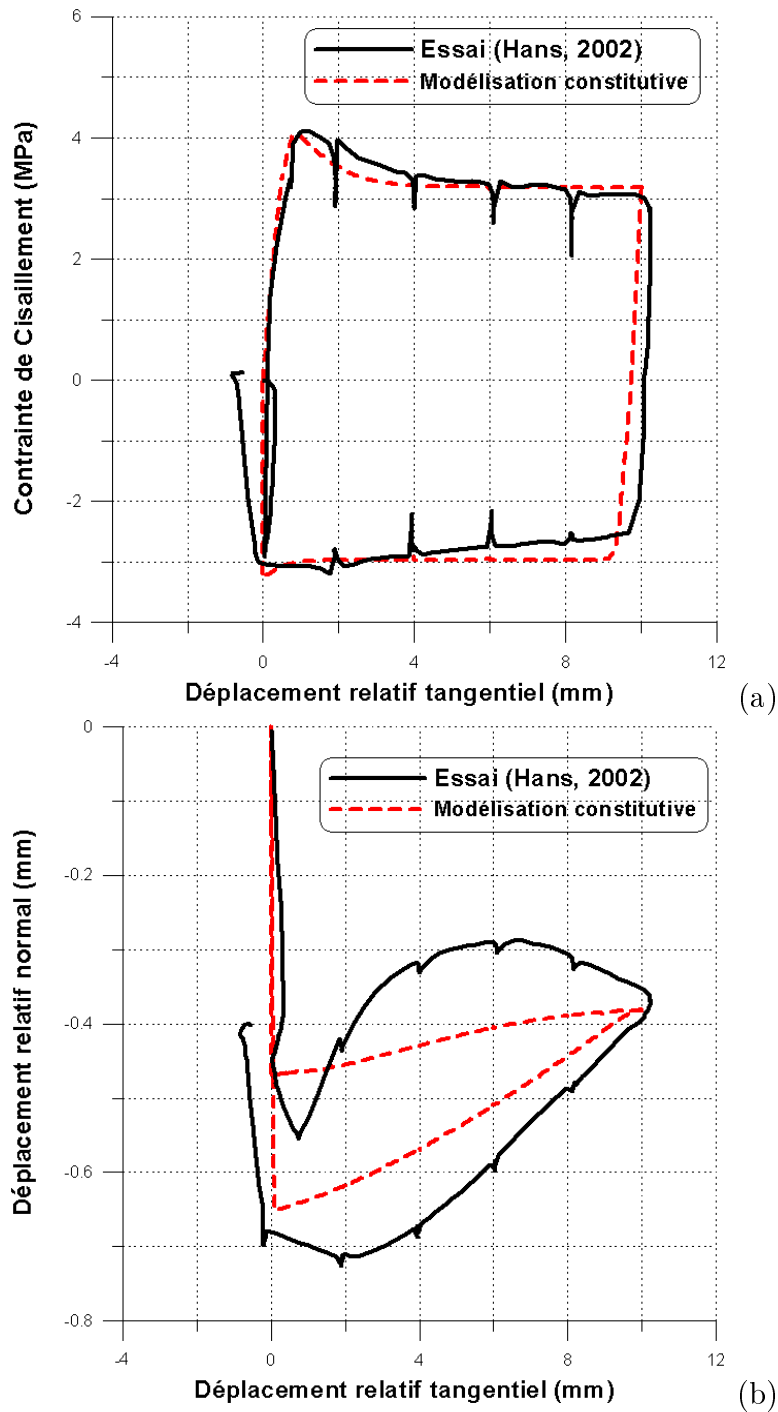


FIG. C.11 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 176, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.

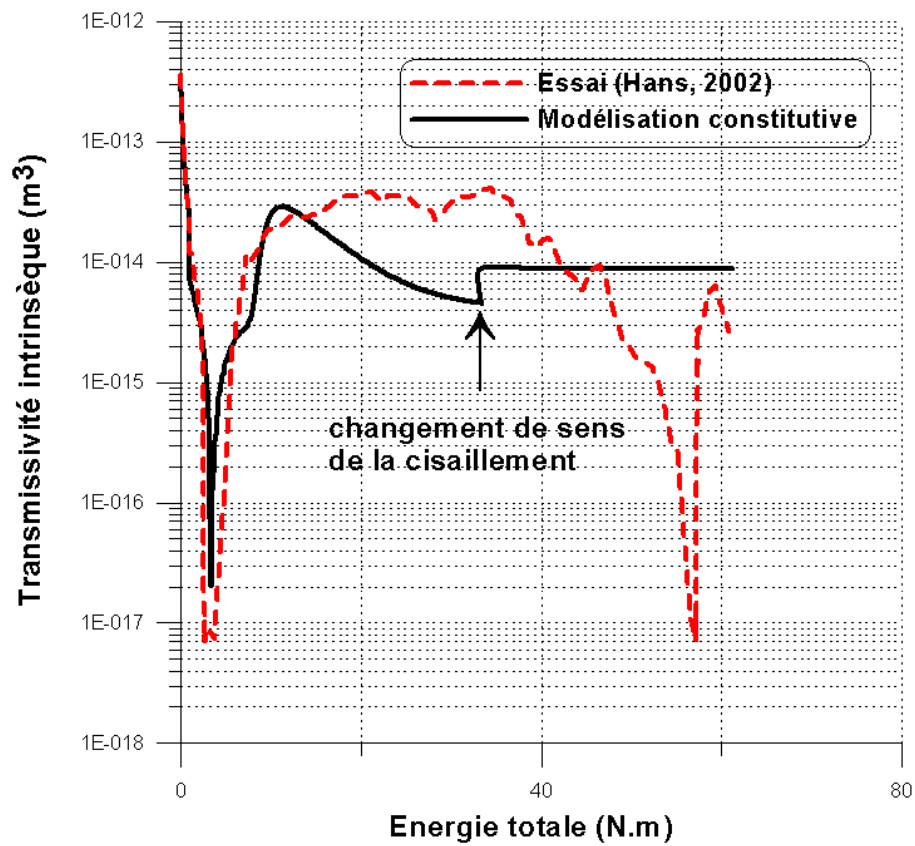


FIG. C.12 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 176, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale.



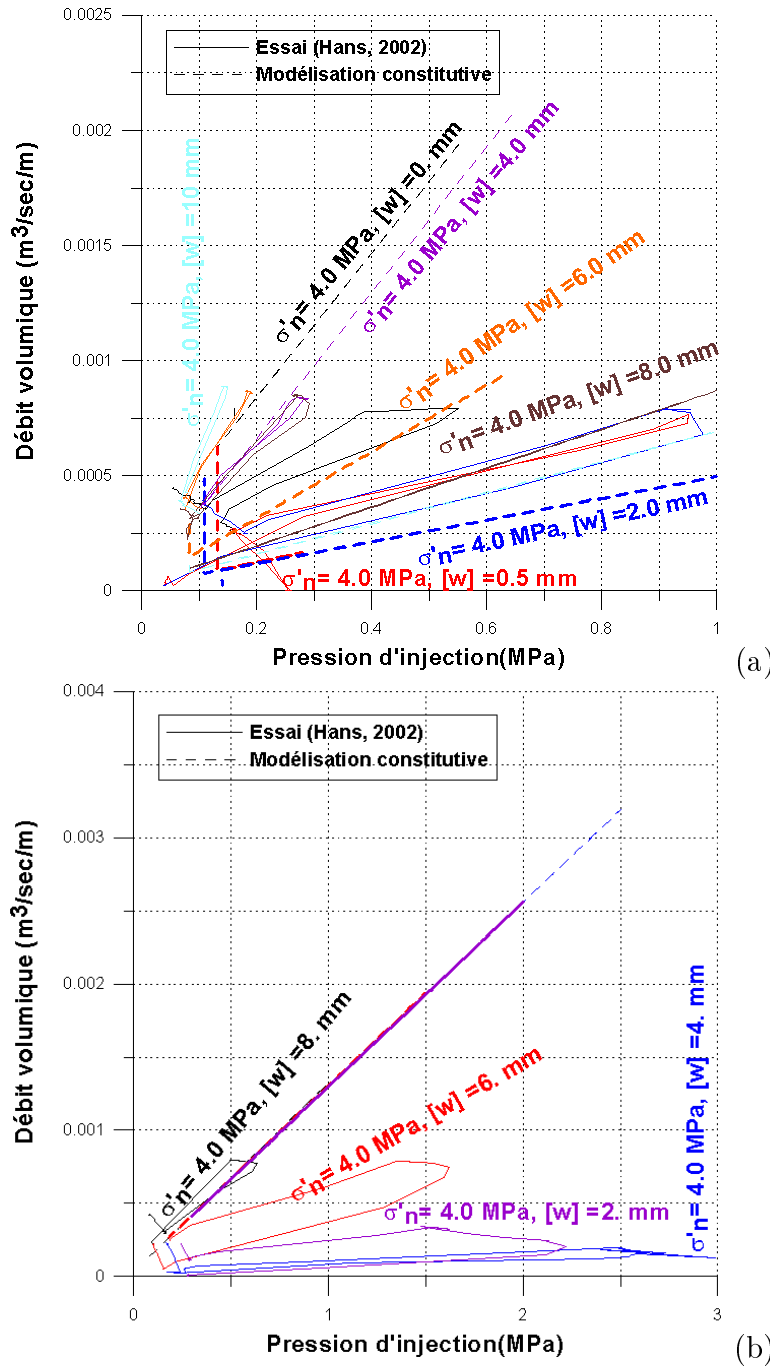


FIG. C.13 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 176, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge).

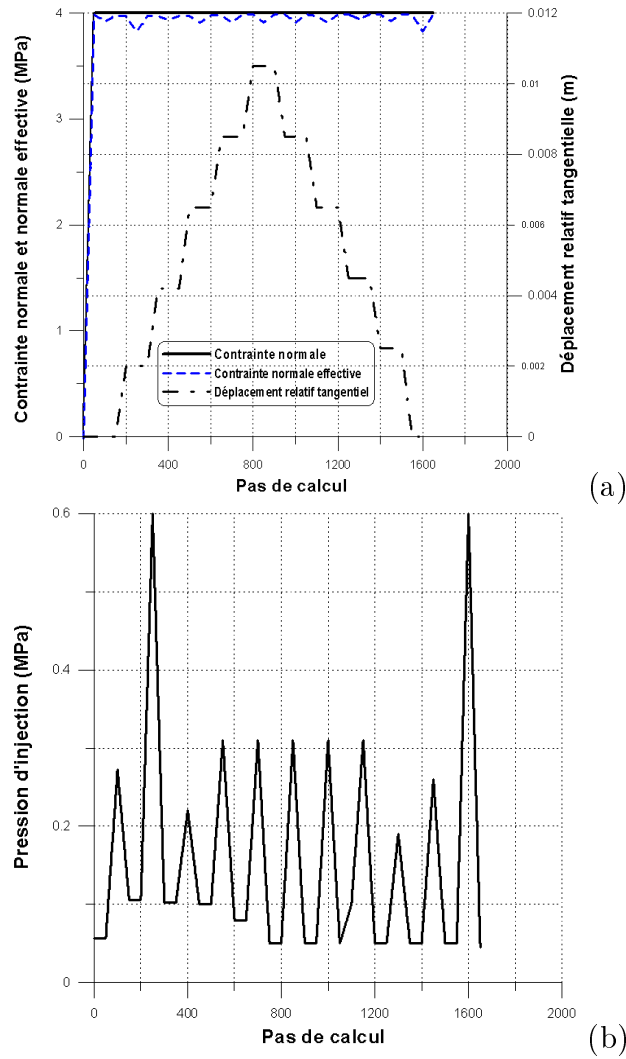
C.5 L'échantillon 1 $\tau$ 7

FIG. C.14 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 7, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul.

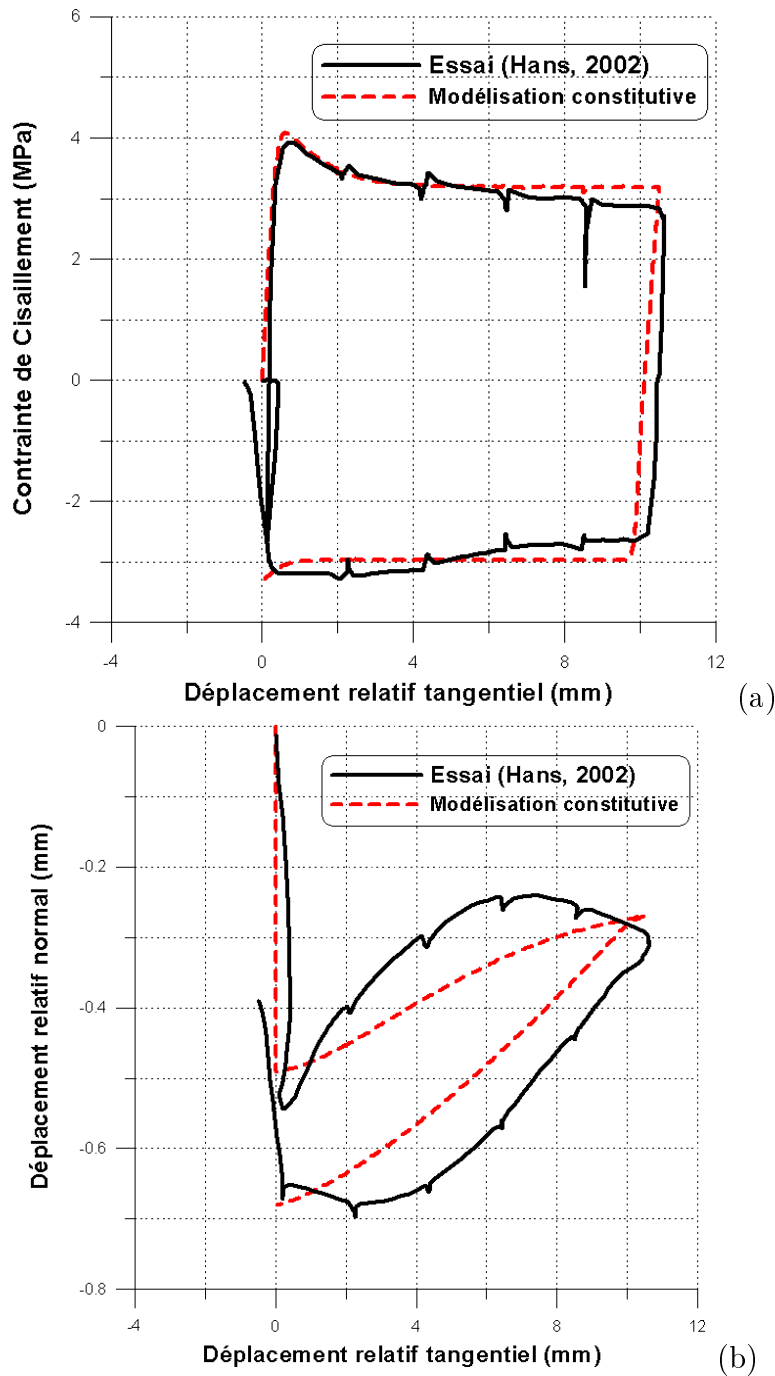


FIG. C.15 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 7, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.

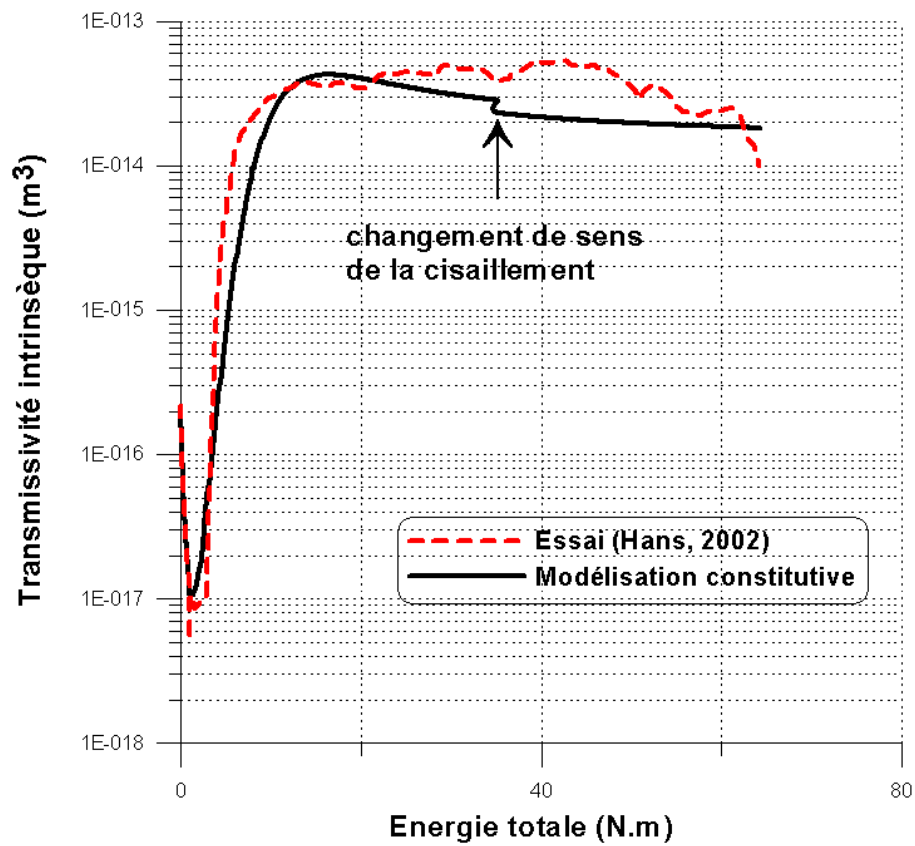


FIG. C.16 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1 $\tau$ 7, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale.

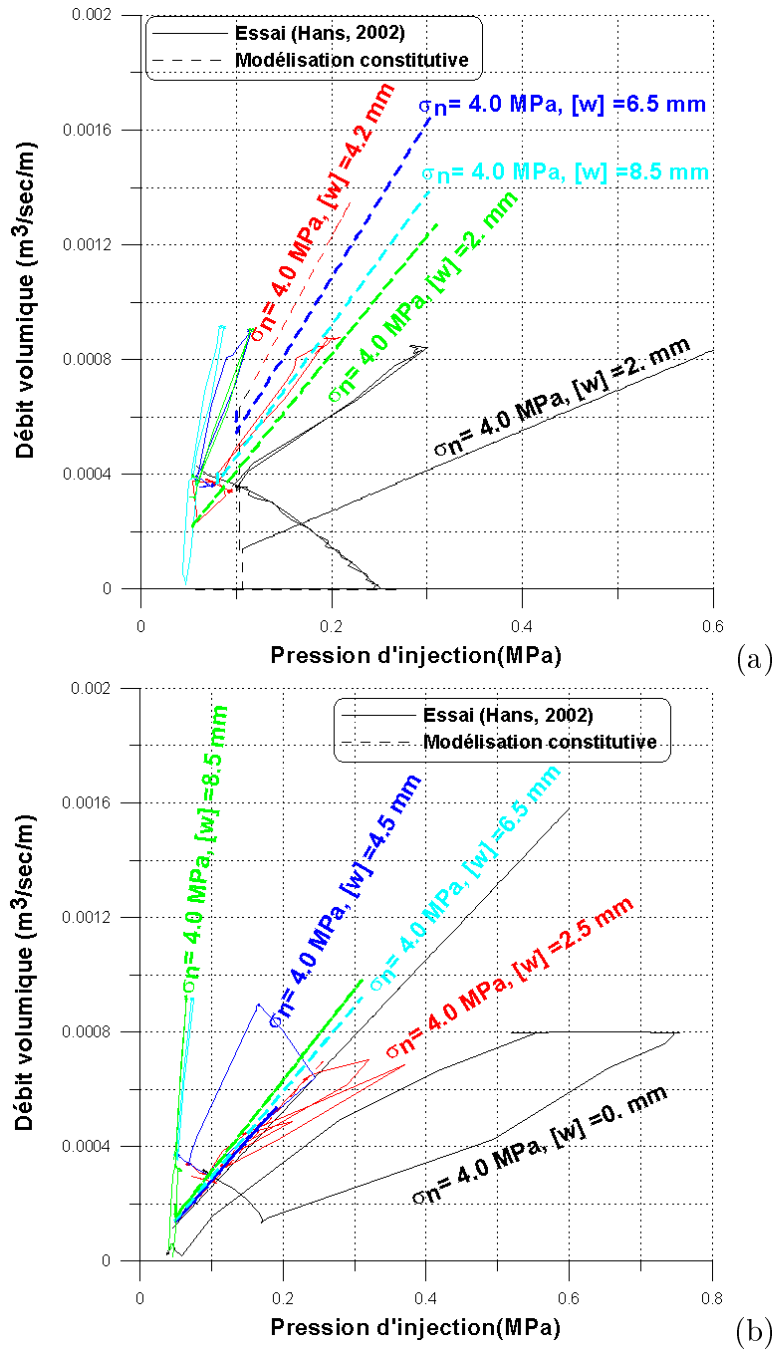


FIG. C.17 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 177, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge) .

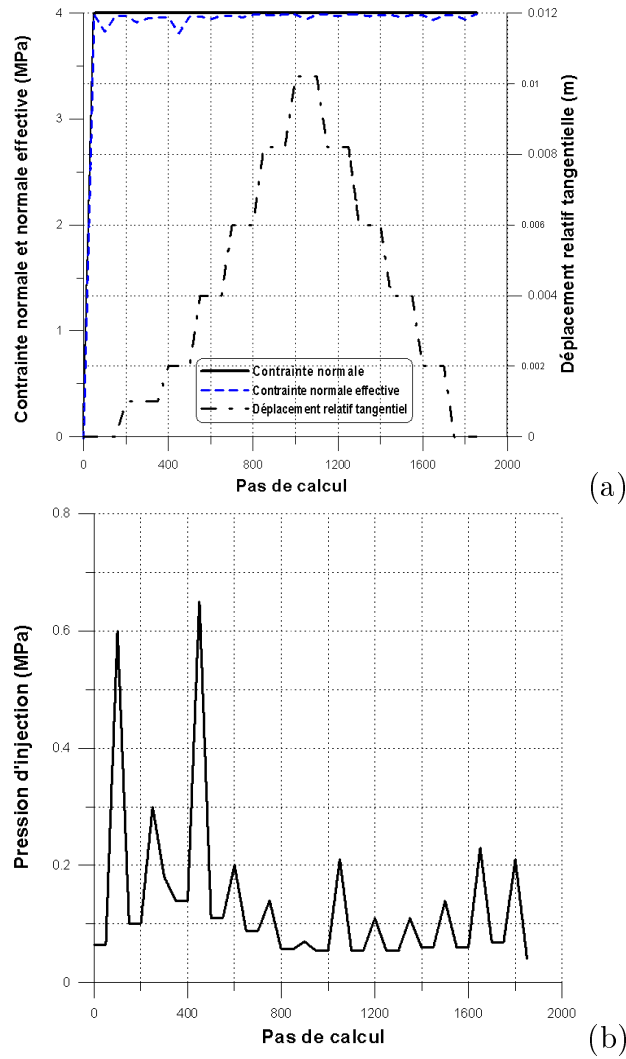
C.6 L'échantillon 1 $\tau$ 8

FIG. C.18 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 8, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul.

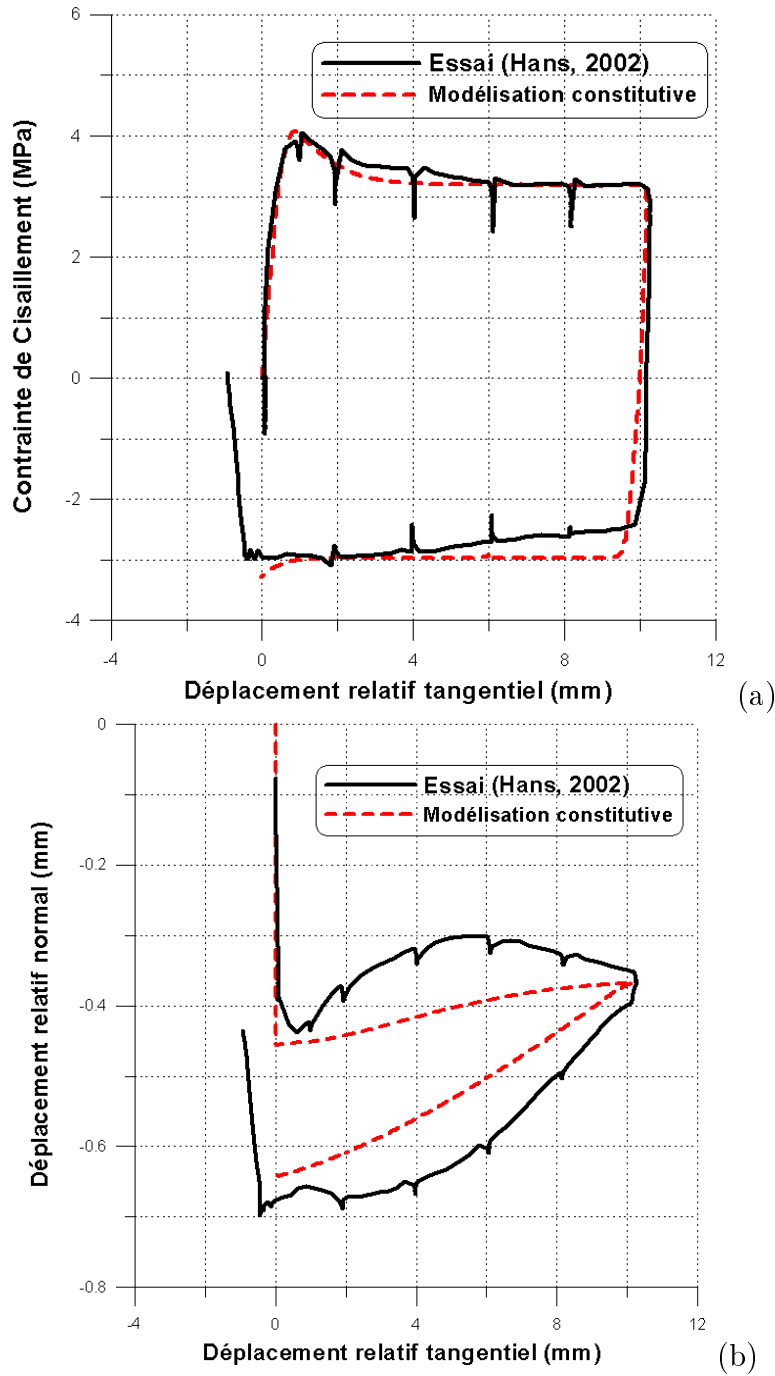


FIG. C.19 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 8, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.

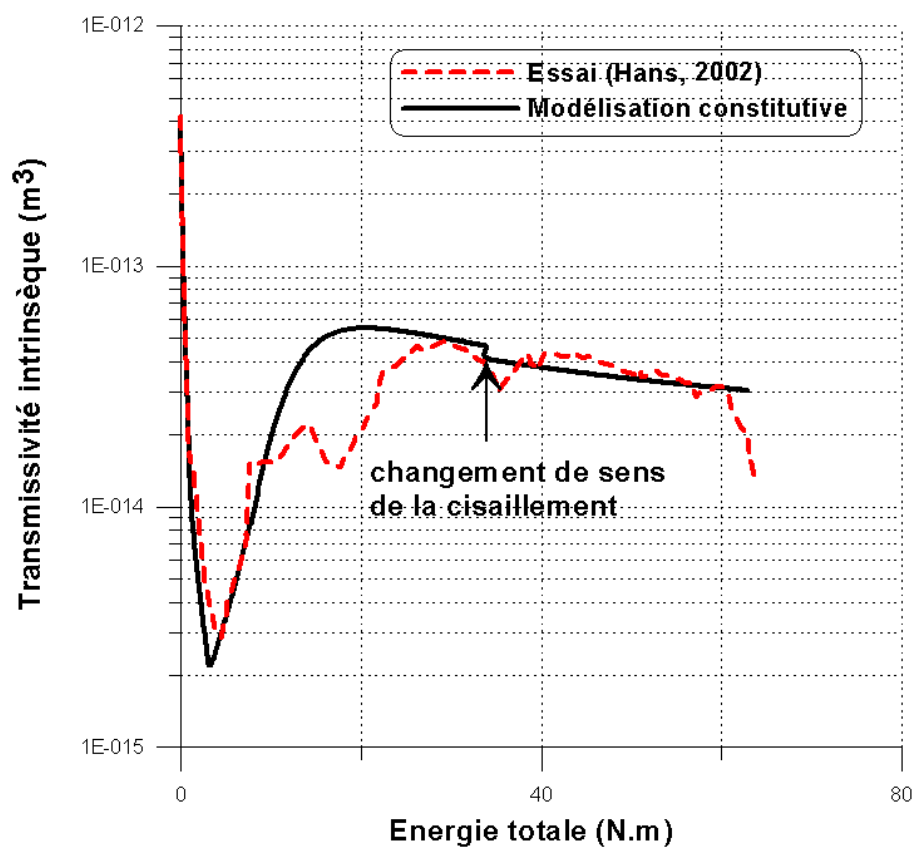


FIG. C.20 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 178, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale.



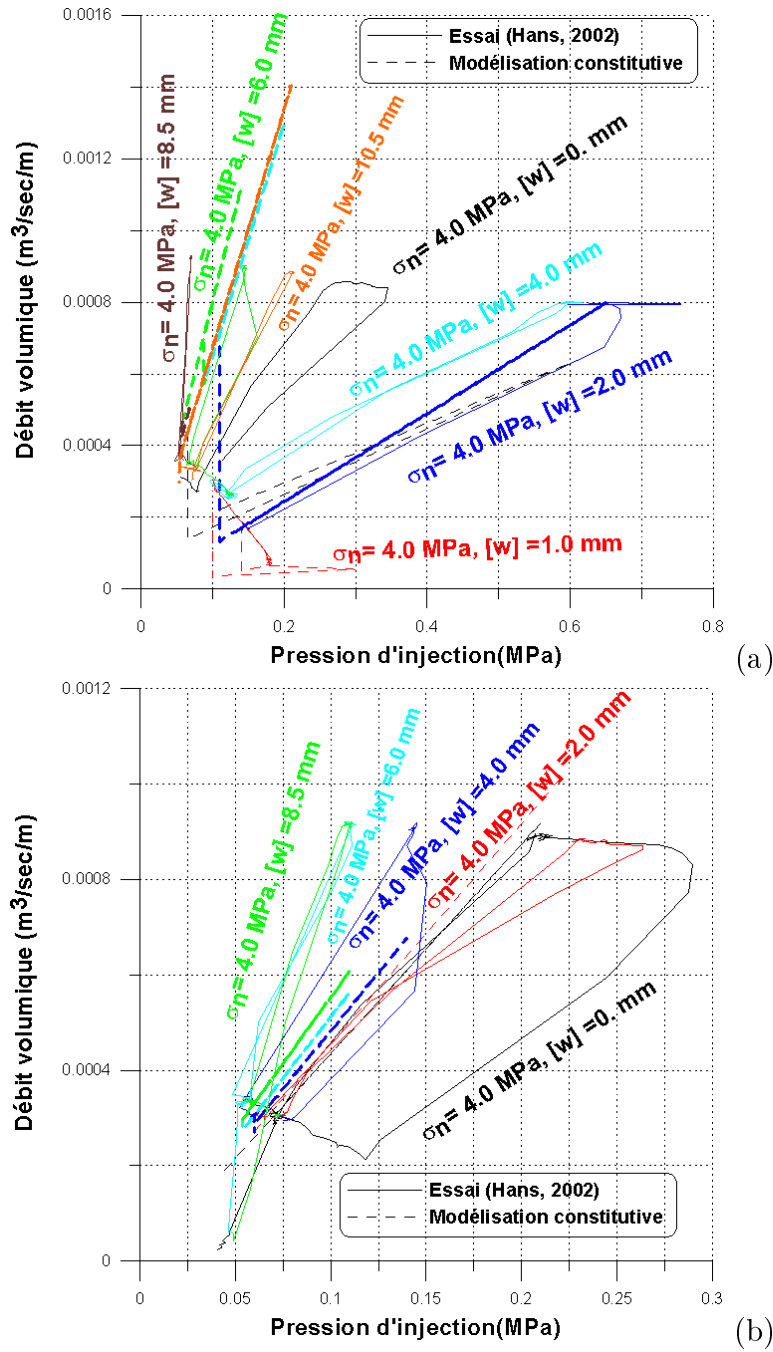


FIG. C.21 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 178, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge).

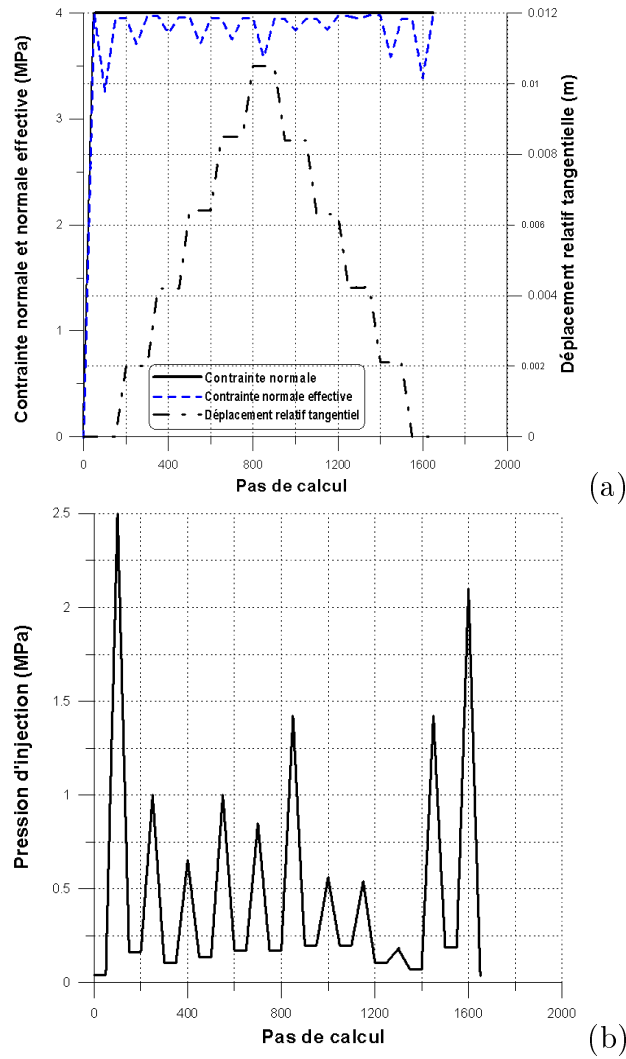
C.7 L'échantillon 1 $\tau$ 10

FIG. C.22 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 10, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul.

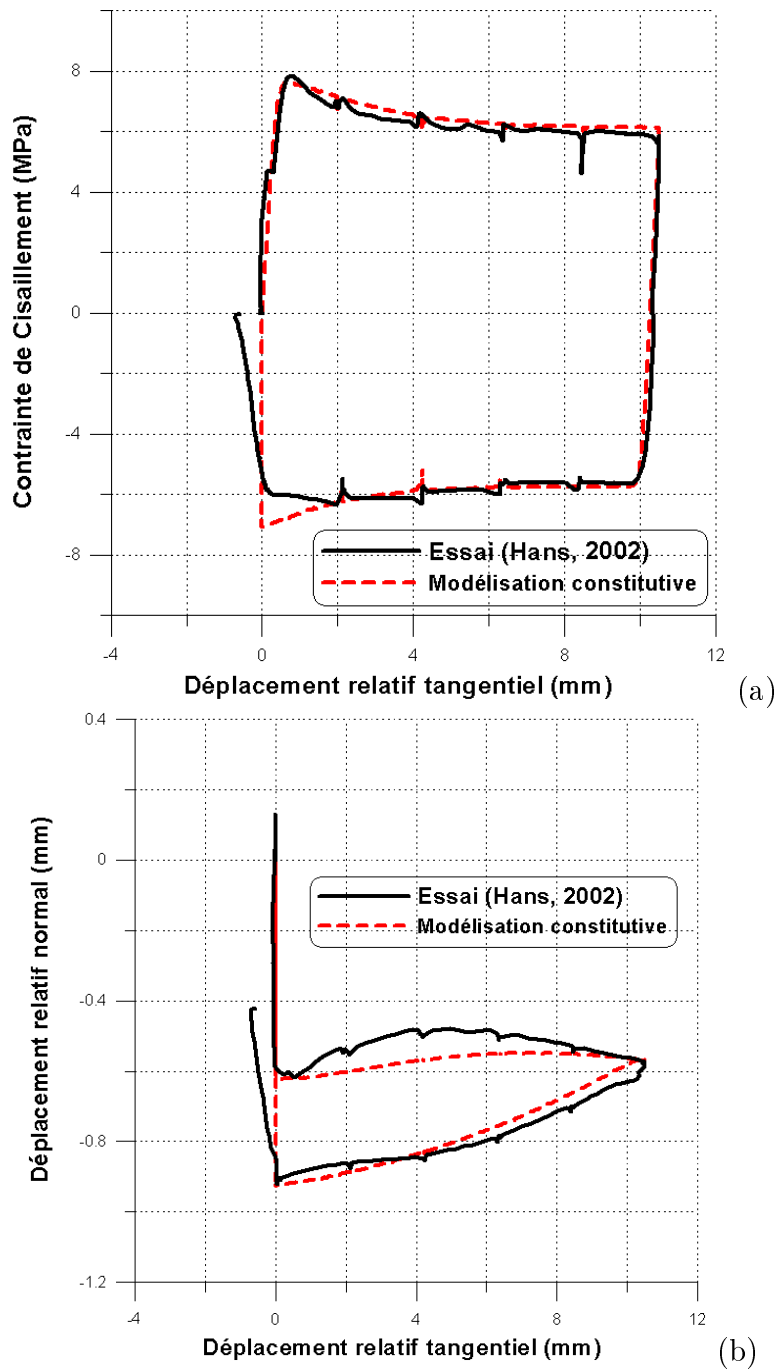


FIG. C.23 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 10, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.

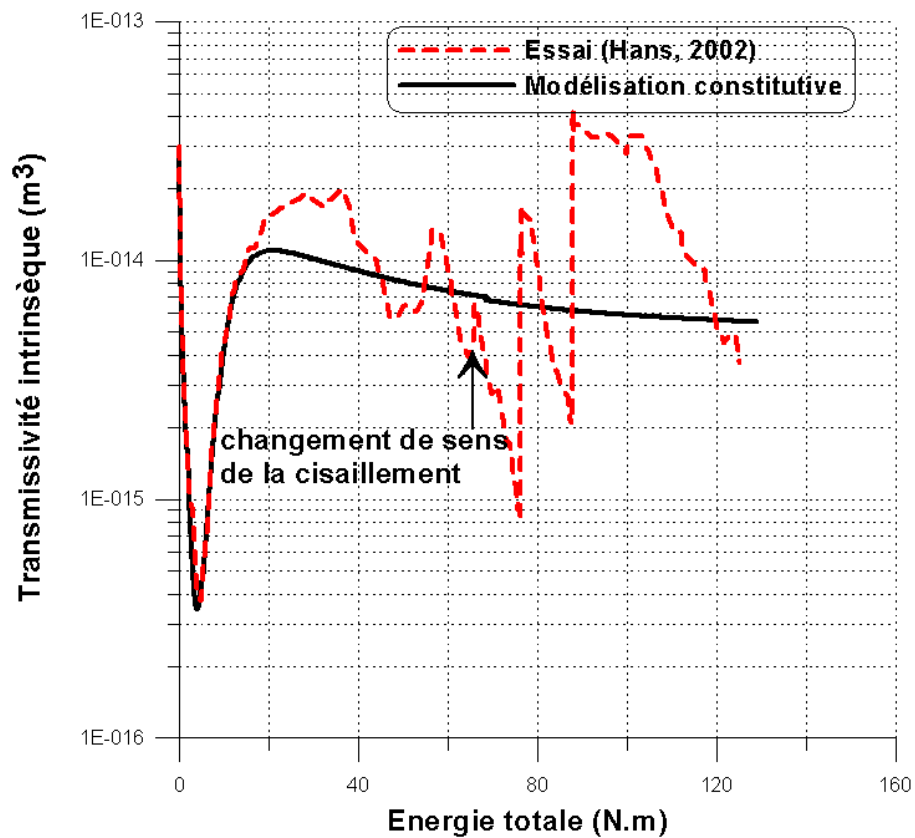


FIG. C.24 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1 $\tau$ 10, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale.

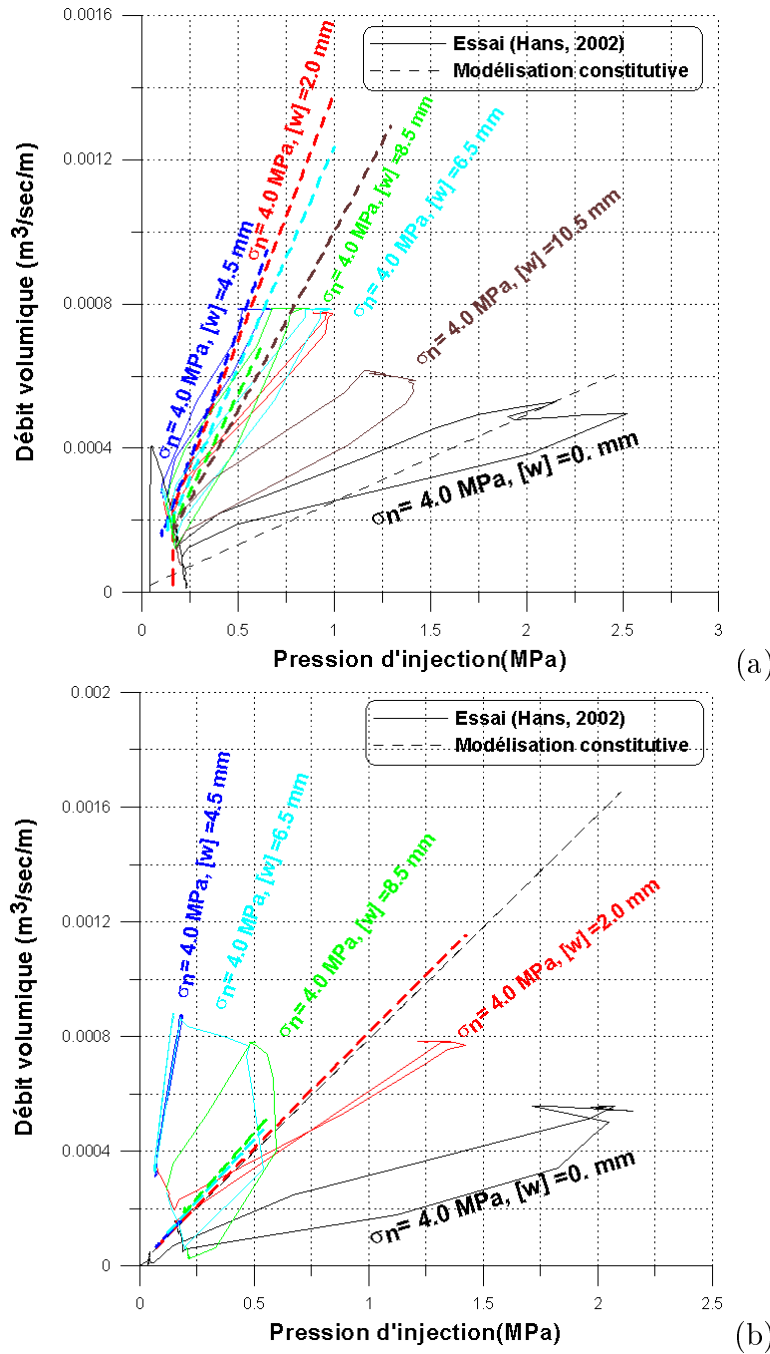


FIG. C.25 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1710, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge).

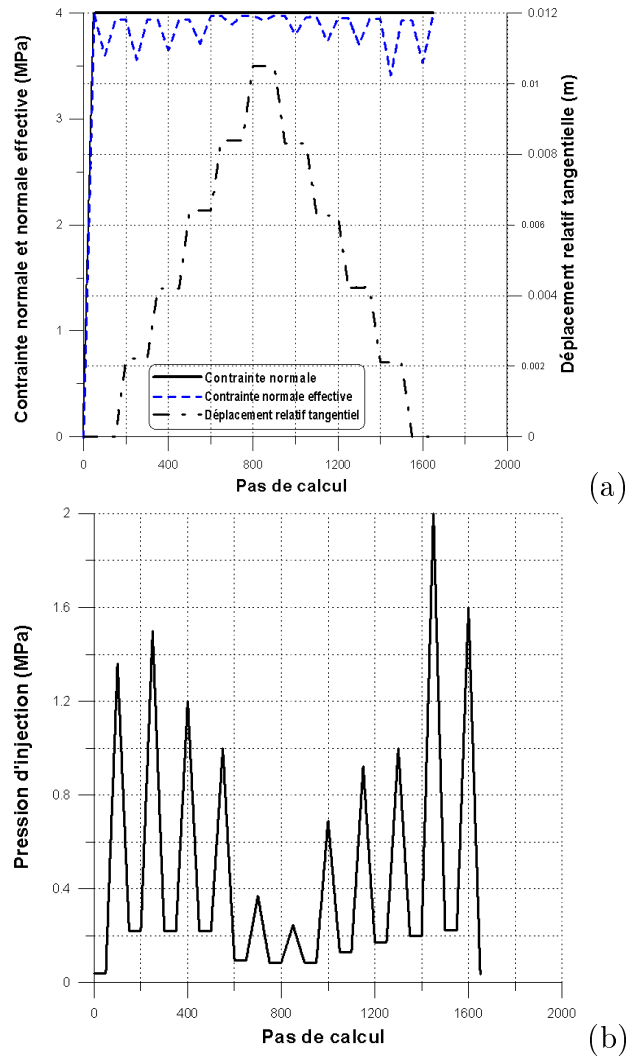
C.8 L'échantillon 1 $\tau$ 11

FIG. C.26 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 11, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul.

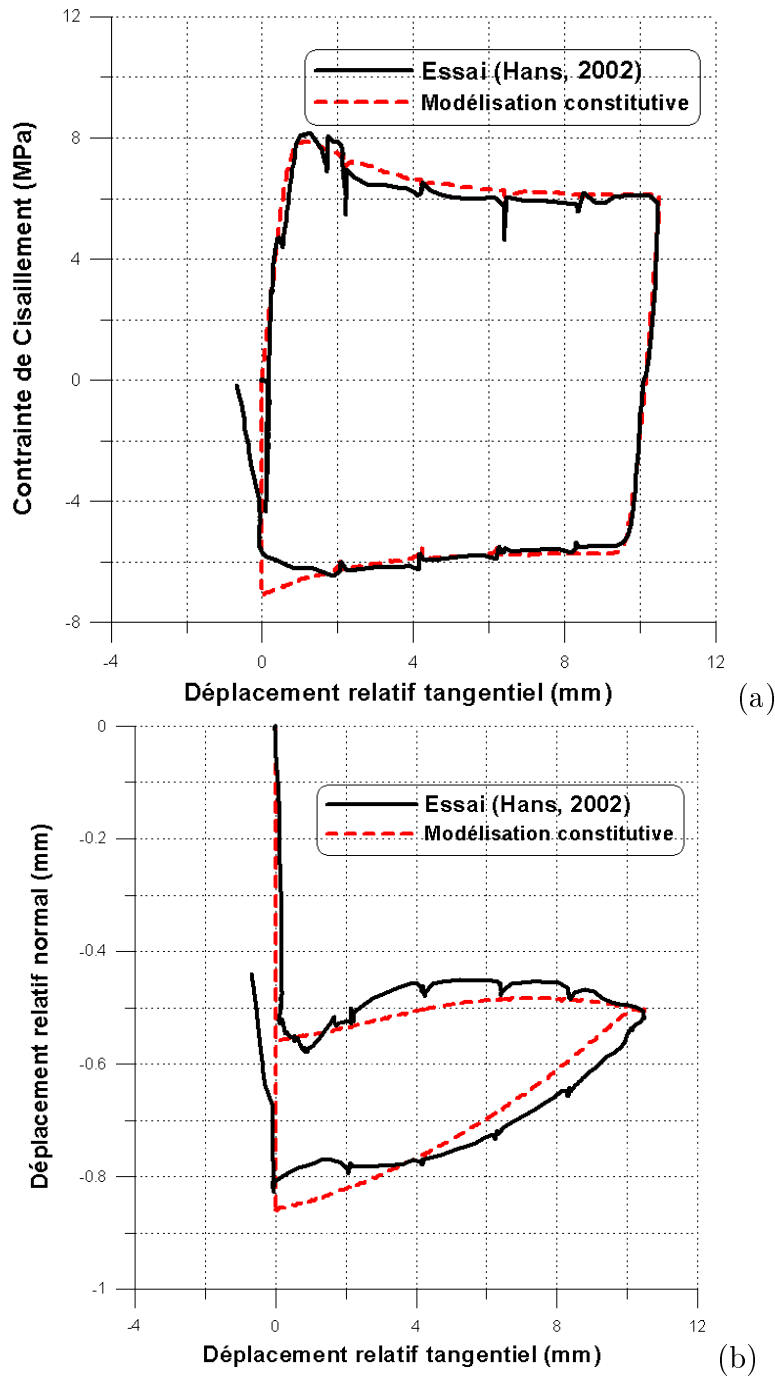


FIG. C.27 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, 1 $\tau$ 11, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.

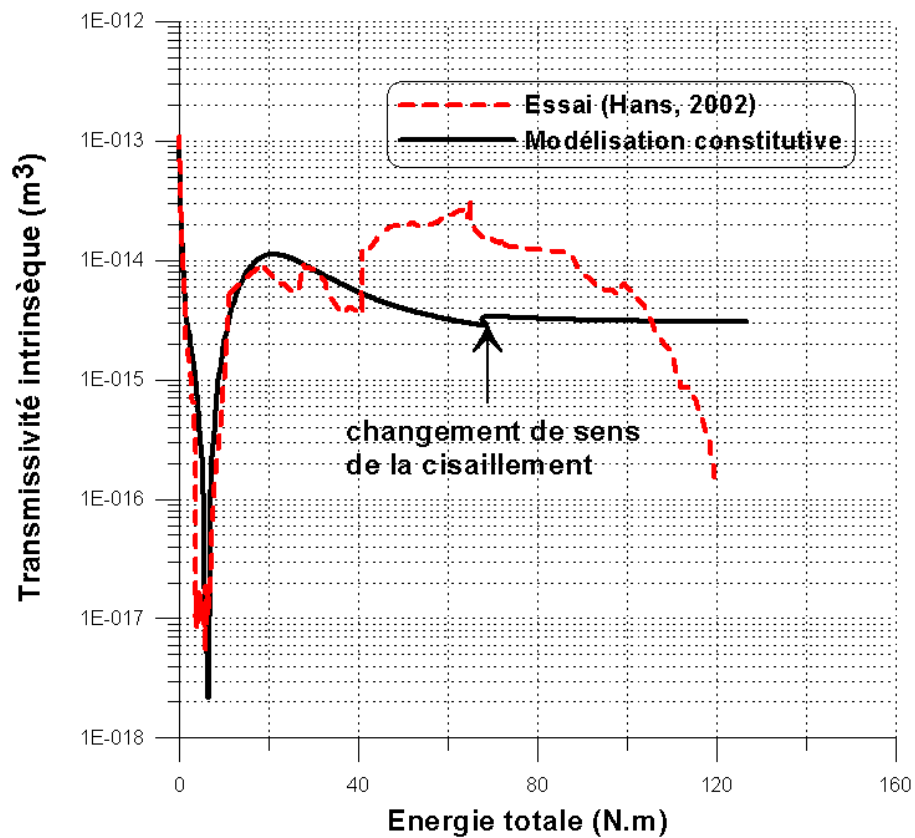


FIG. C.28 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1711, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale.



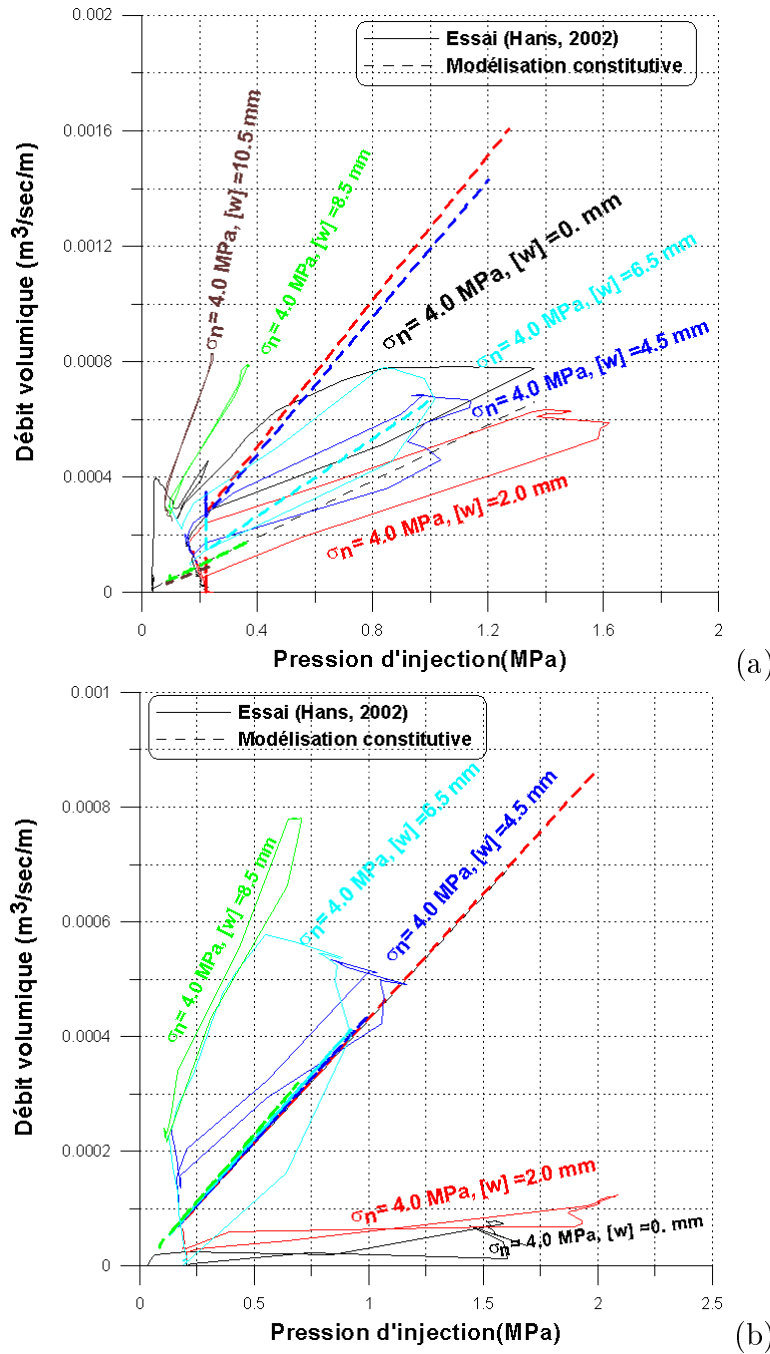


FIG. C.29 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 1, (essai par 1711, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge).

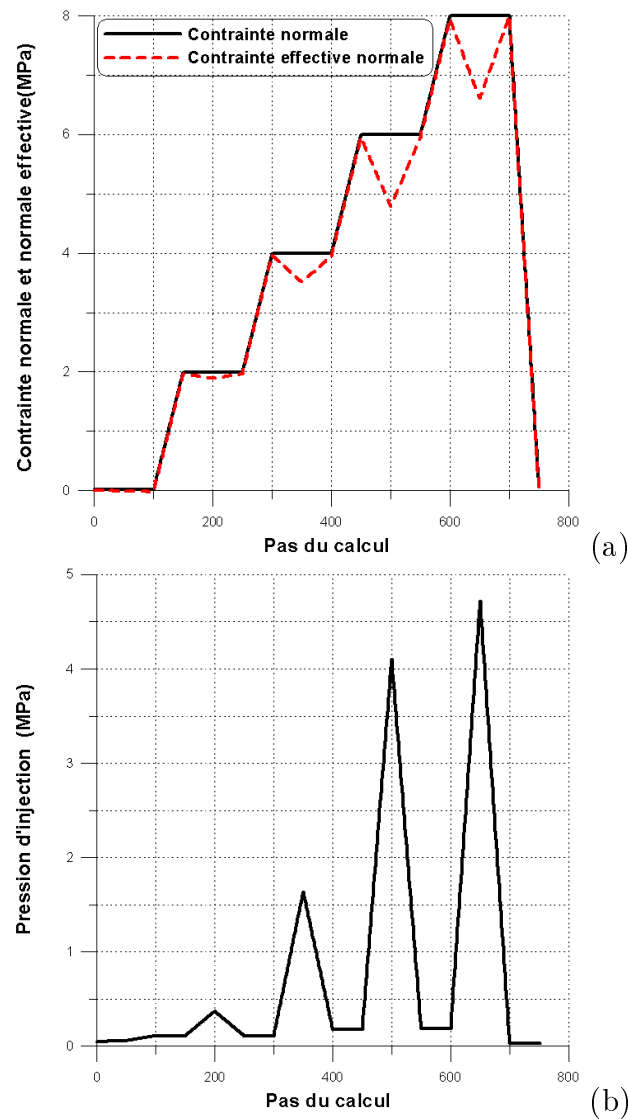
C.9 L'échantillon  $2\sigma 1$ 

FIG. C.30 – Programme de chargement, essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 2,  $2\sigma 1$ , (essai par Hans [50] réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) chemin de contrainte, (b) pression d'injection imposée.

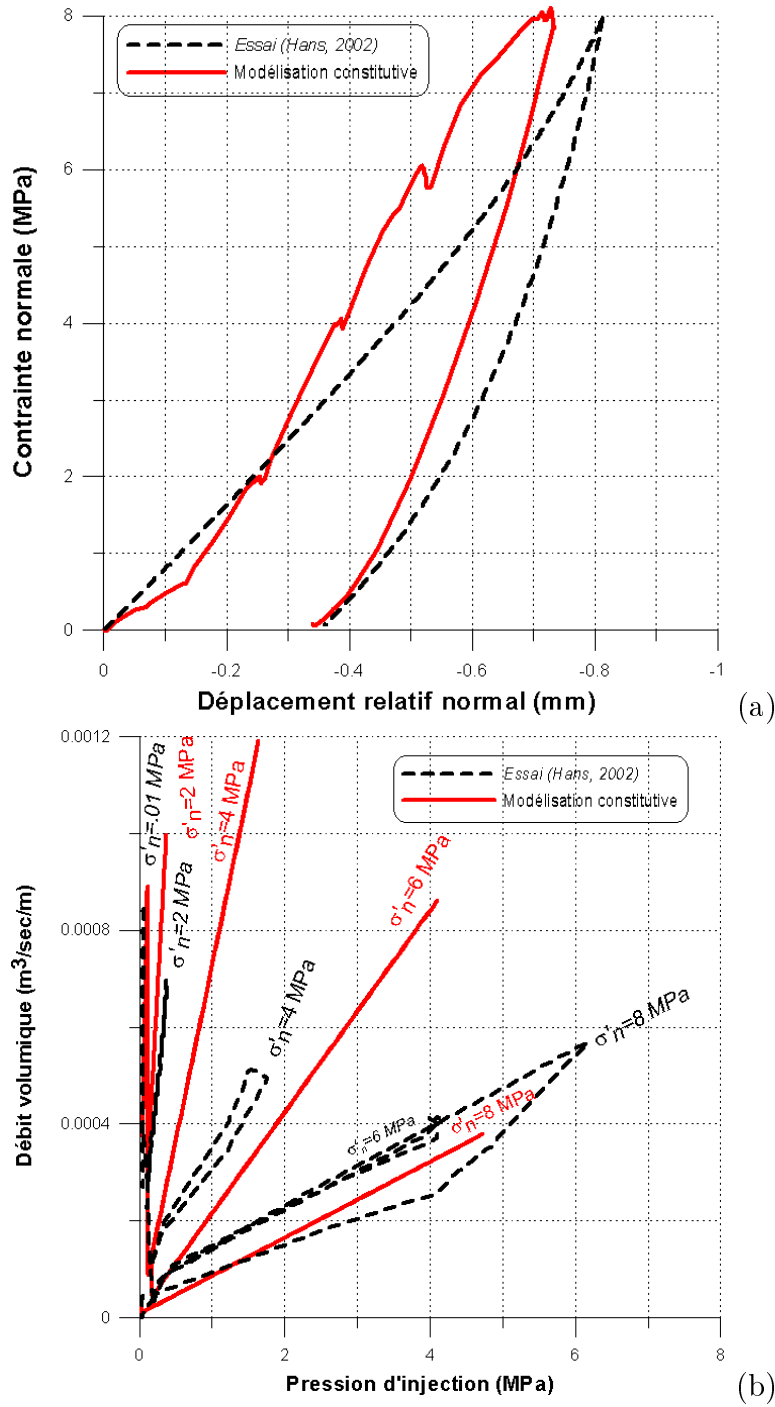


FIG. C.31 – Modélisation constitutive d'essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 2,  $2\sigma_1$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale, (b) débit volumique d'eau injectée en fonction de la pression d'injection.

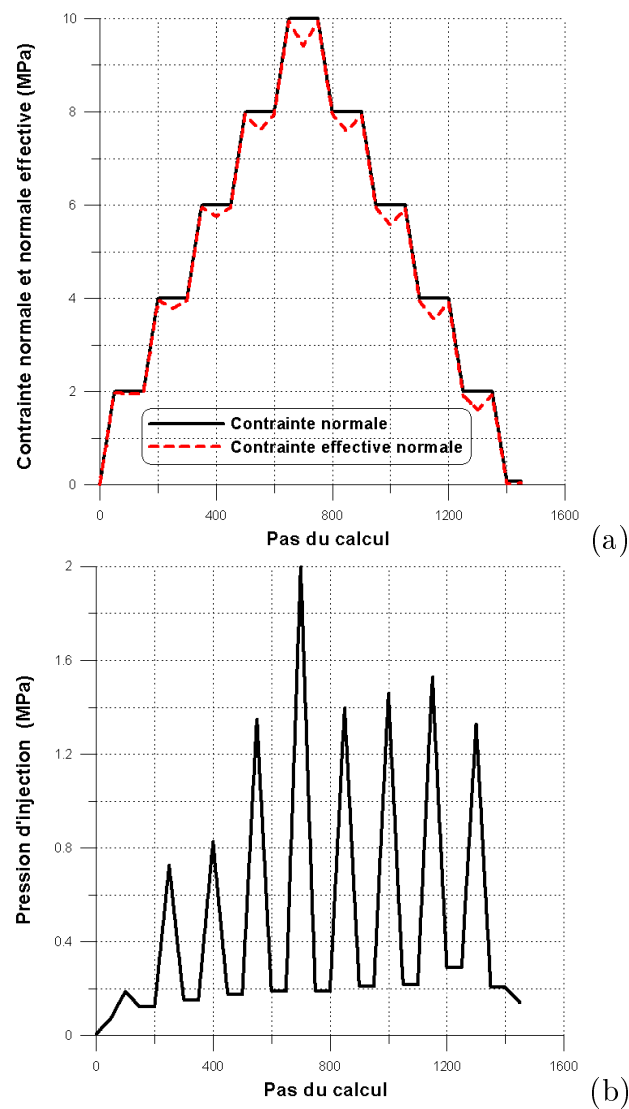
C.10 L'échantillon 2 $\sigma$ 2

FIG. C.32 – Programme de chargement, essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 2, 2 $\sigma$ 2, (essai par Hans [50] réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) chemin de contrainte, (b) pression d'injection imposée.

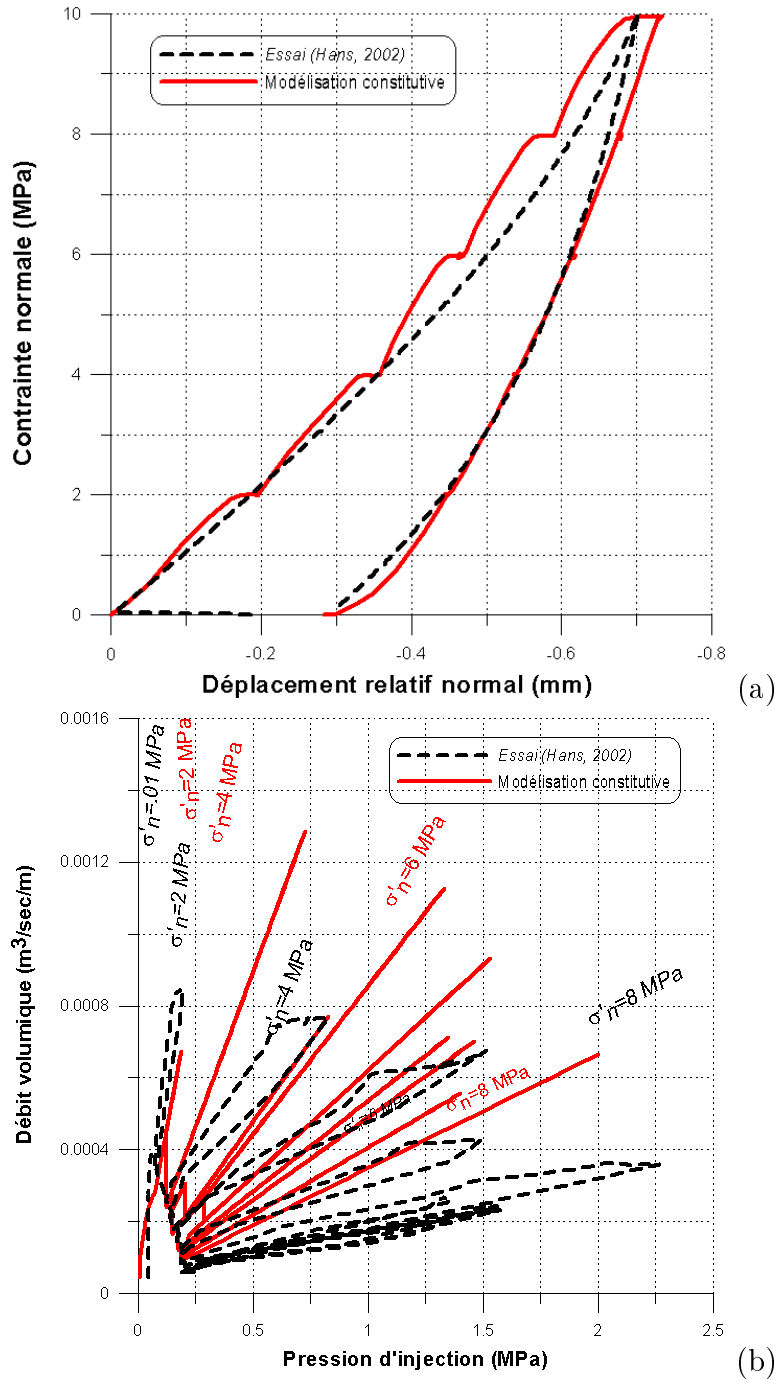


FIG. C.33 – Modélisation constitutive d'essai hydromécanique de compression simple sur la réplique de joint de type 2,  $2\sigma_2$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale, (b) débit volumique d'eau injectée en fonction de la pression d'injection.

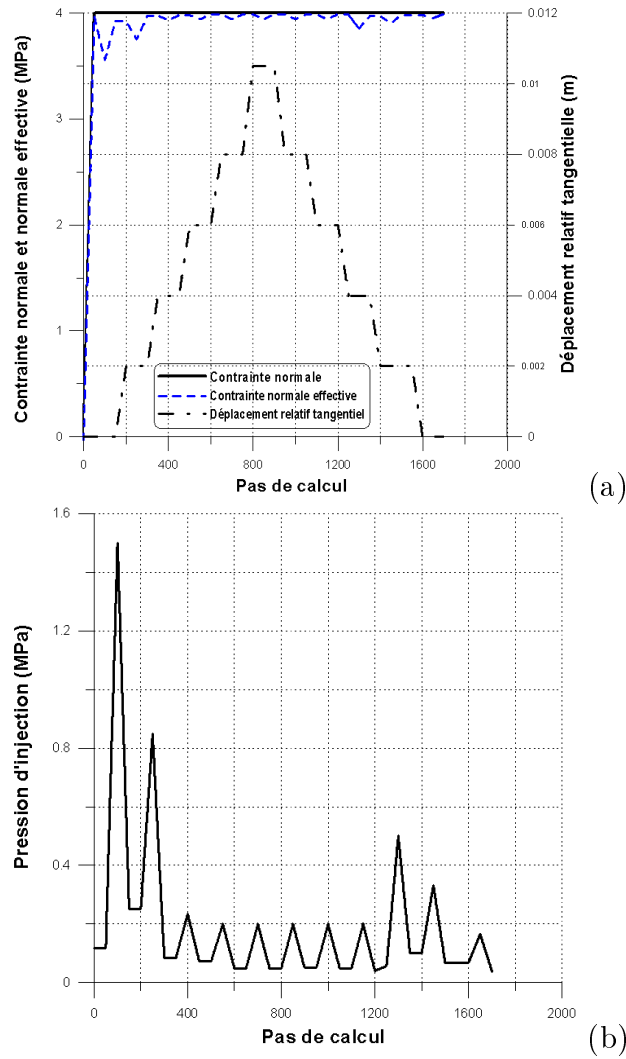
C.11 L'échantillon 2 $\tau$ 1

FIG. C.34 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 1, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul.

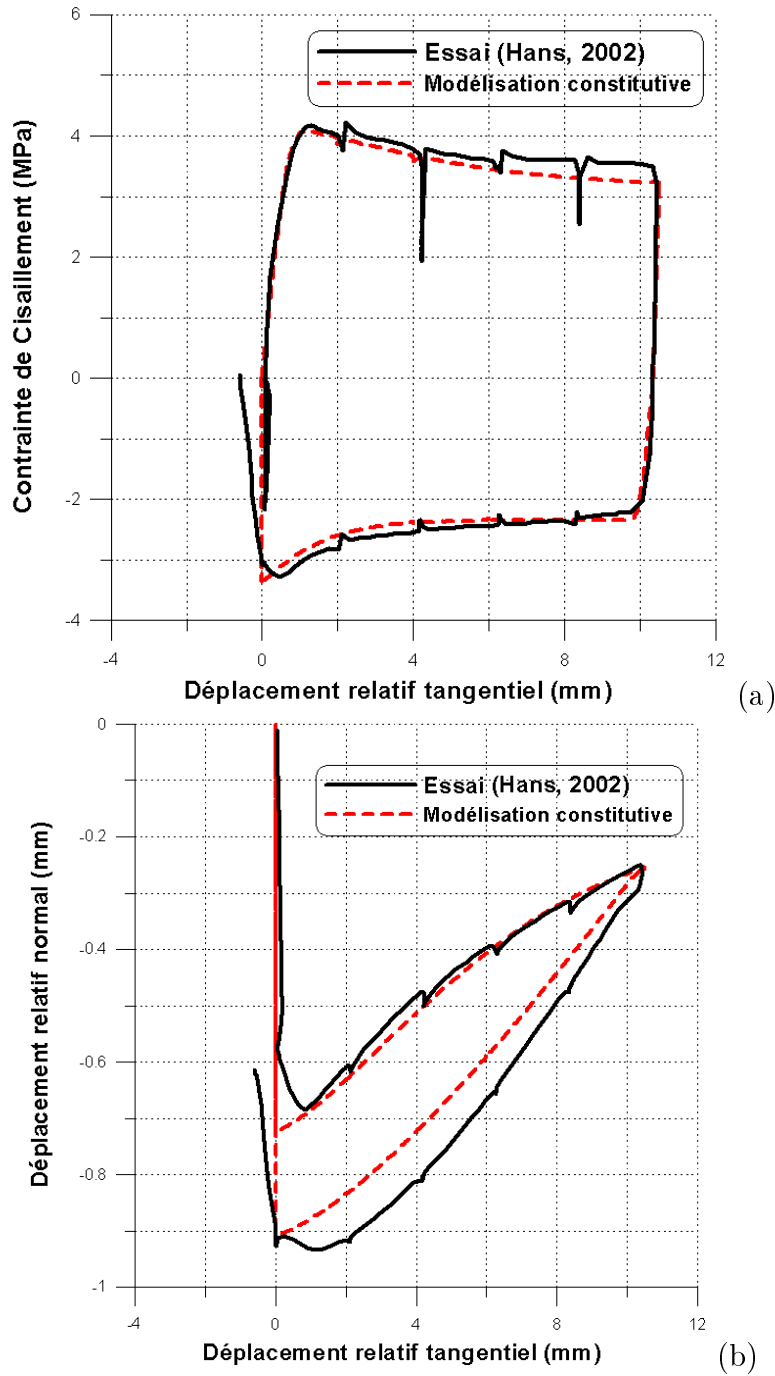


FIG. C.35 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2,  $2\tau 1$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.

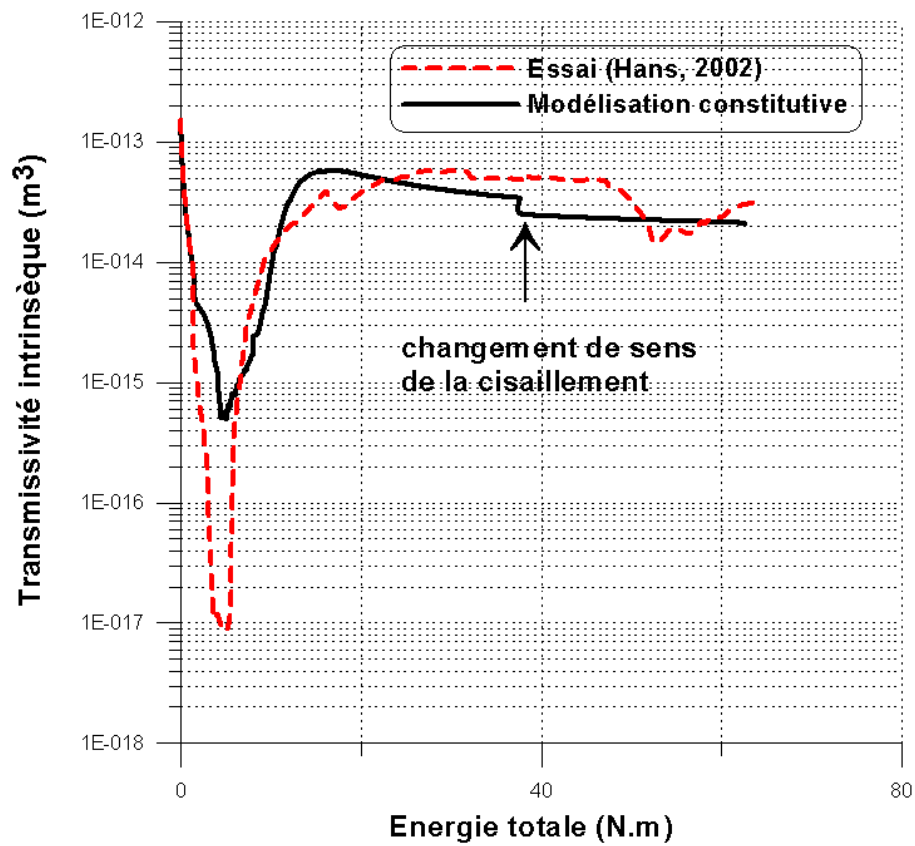


FIG. C.36 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par  $2\tau_1$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale.



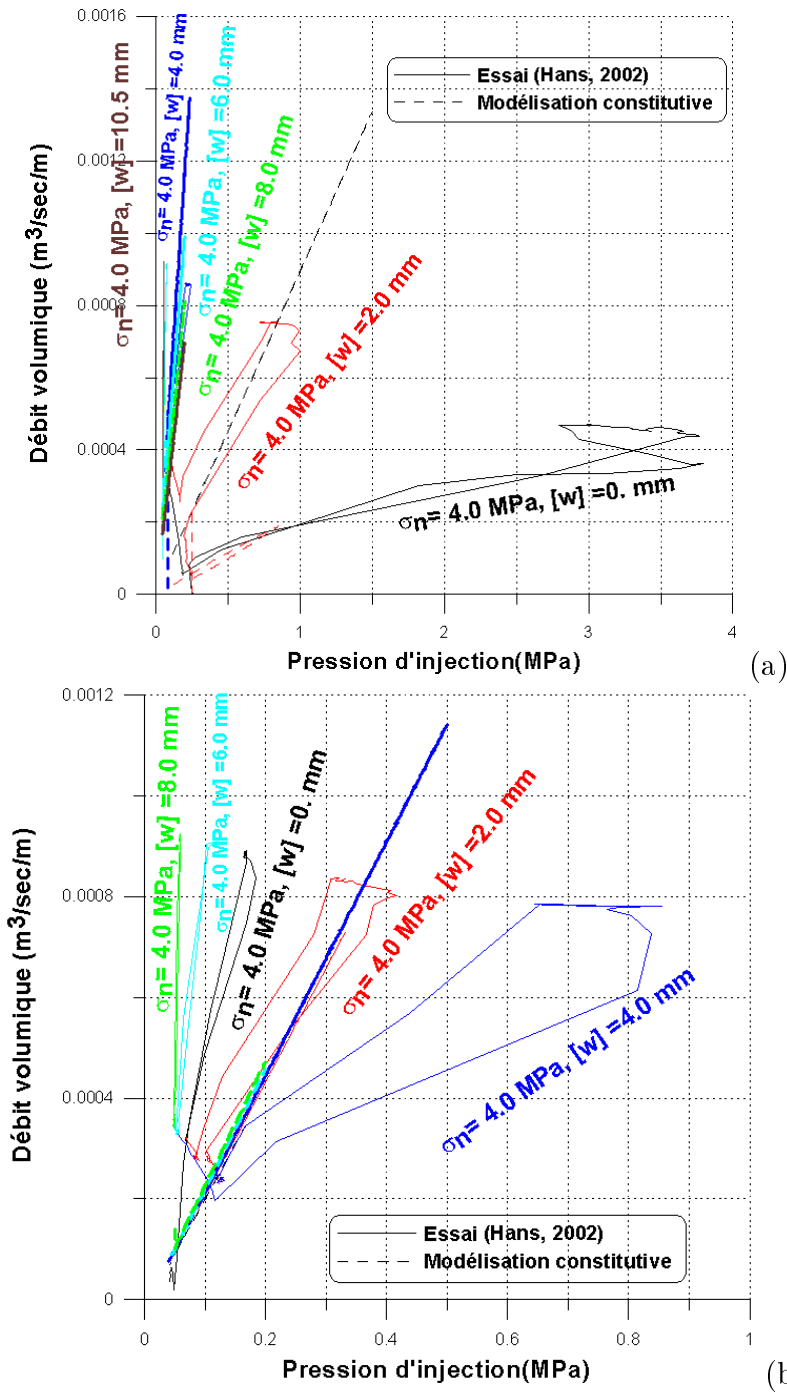


FIG. C.37 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par  $2\tau_1$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge).

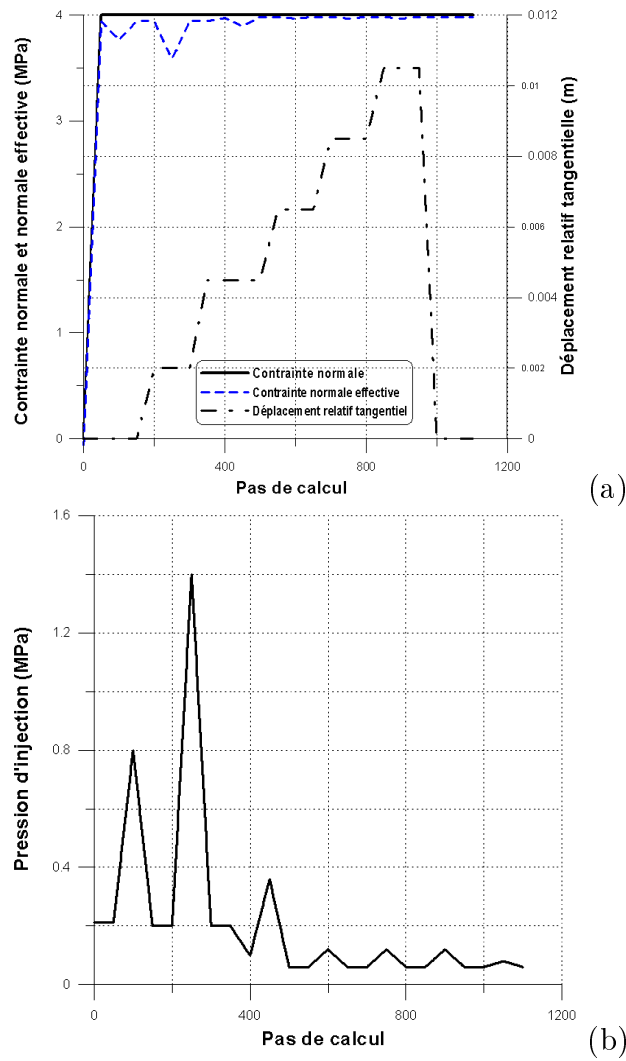
C.12 L'échantillon 2 $\tau$ 2

FIG. C.38 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 2, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul.

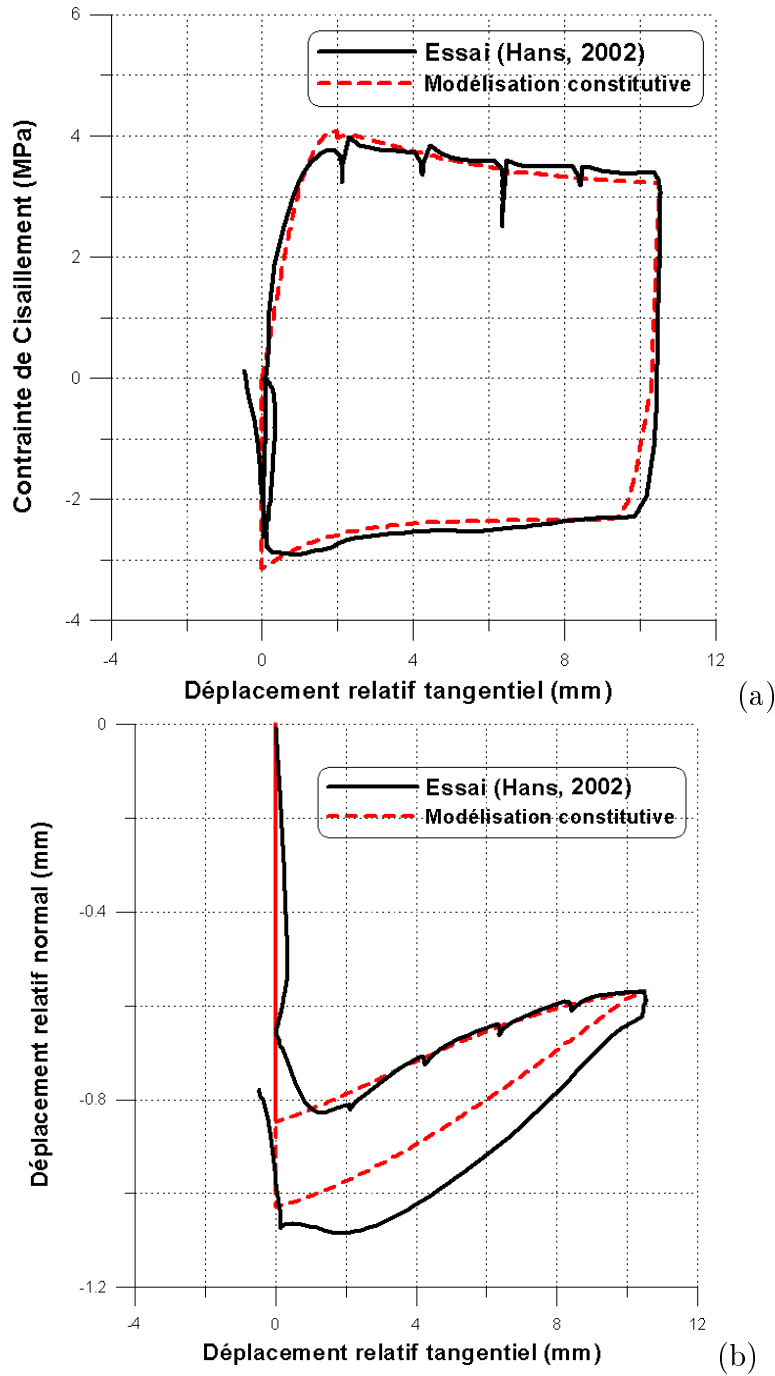


FIG. C.39 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2,  $2\tau 2$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.

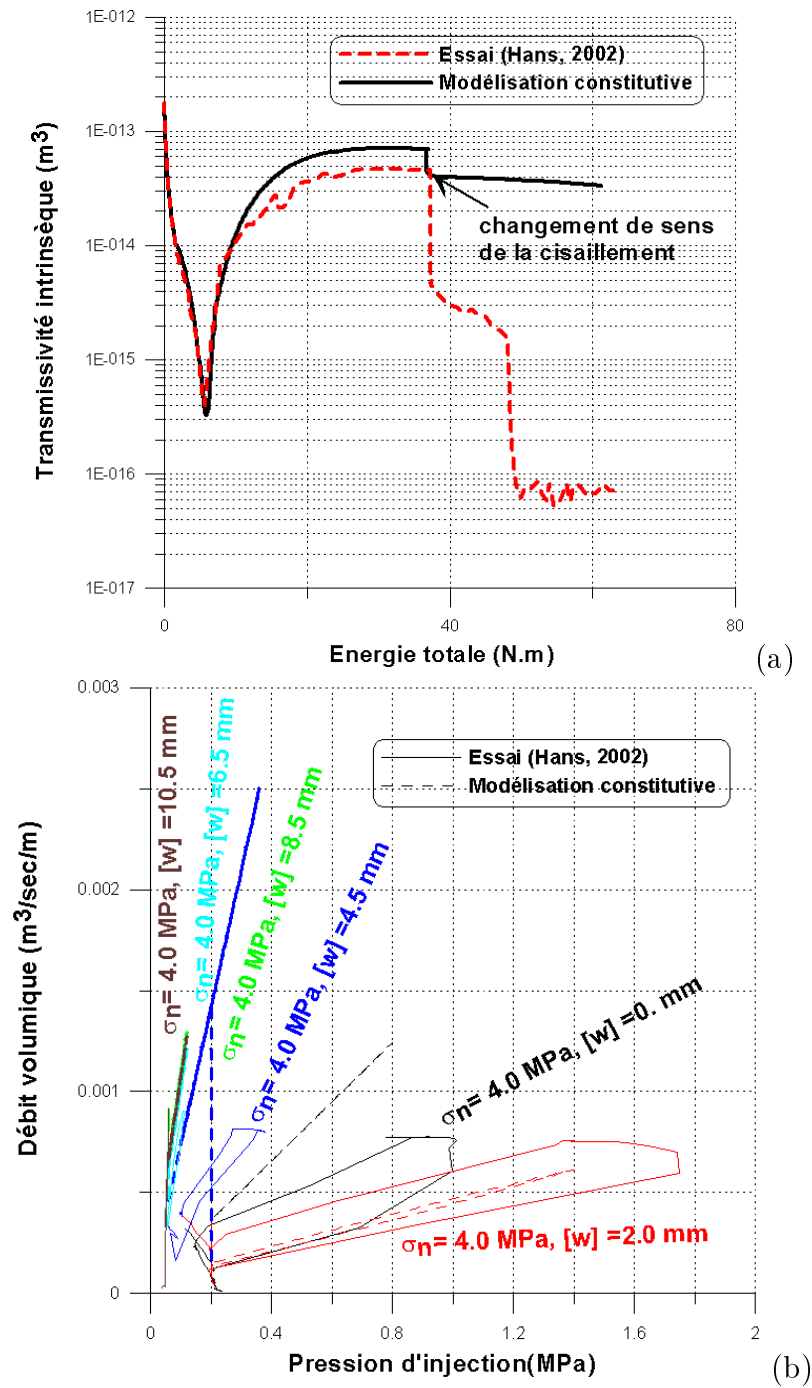


FIG. C.40 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 2, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale, (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection.

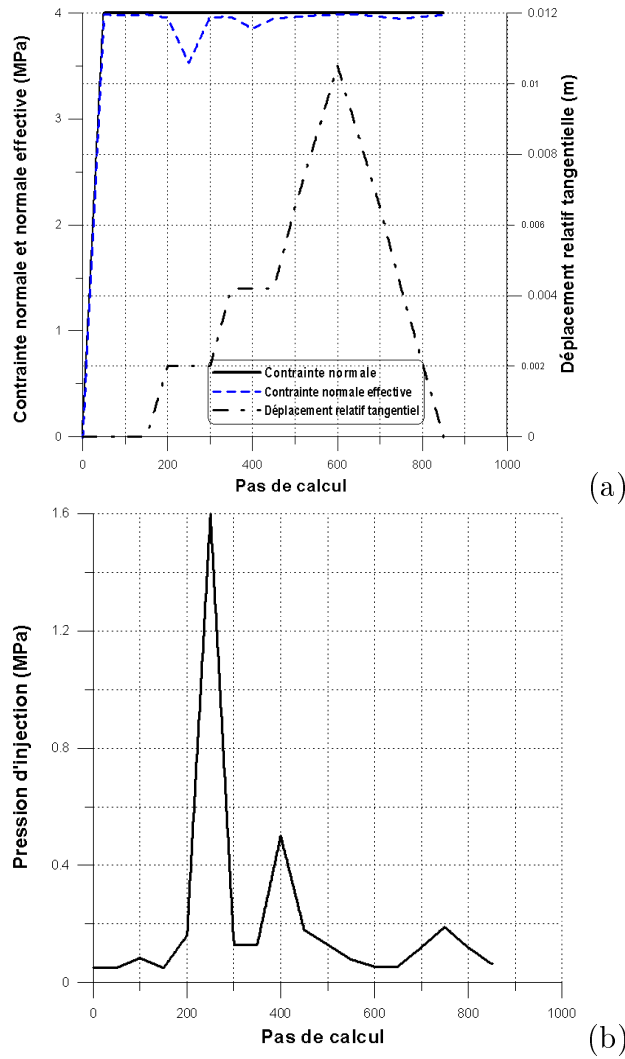
C.13 L'échantillon  $2\tau 3$ 

FIG. C.41 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2,  $2\tau 3$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul.

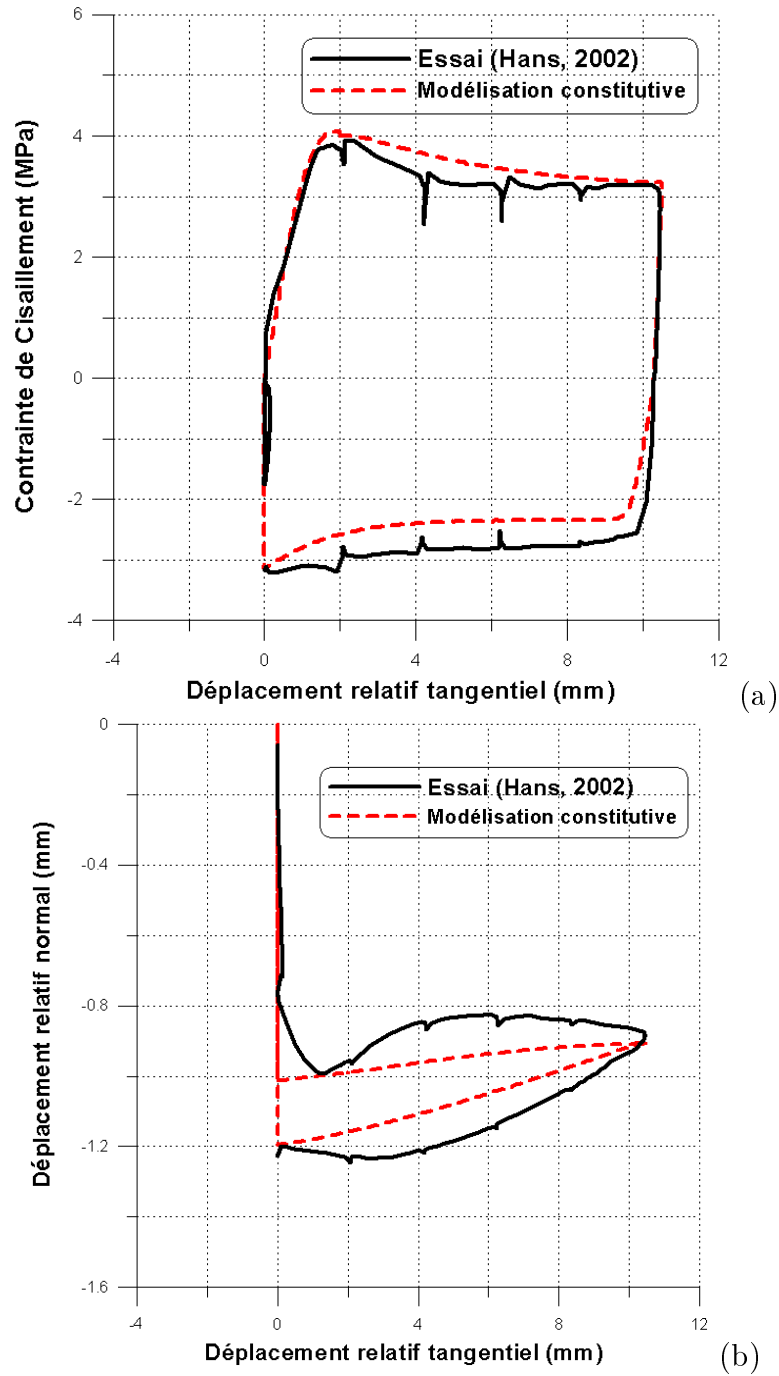


FIG. C.42 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 3, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.

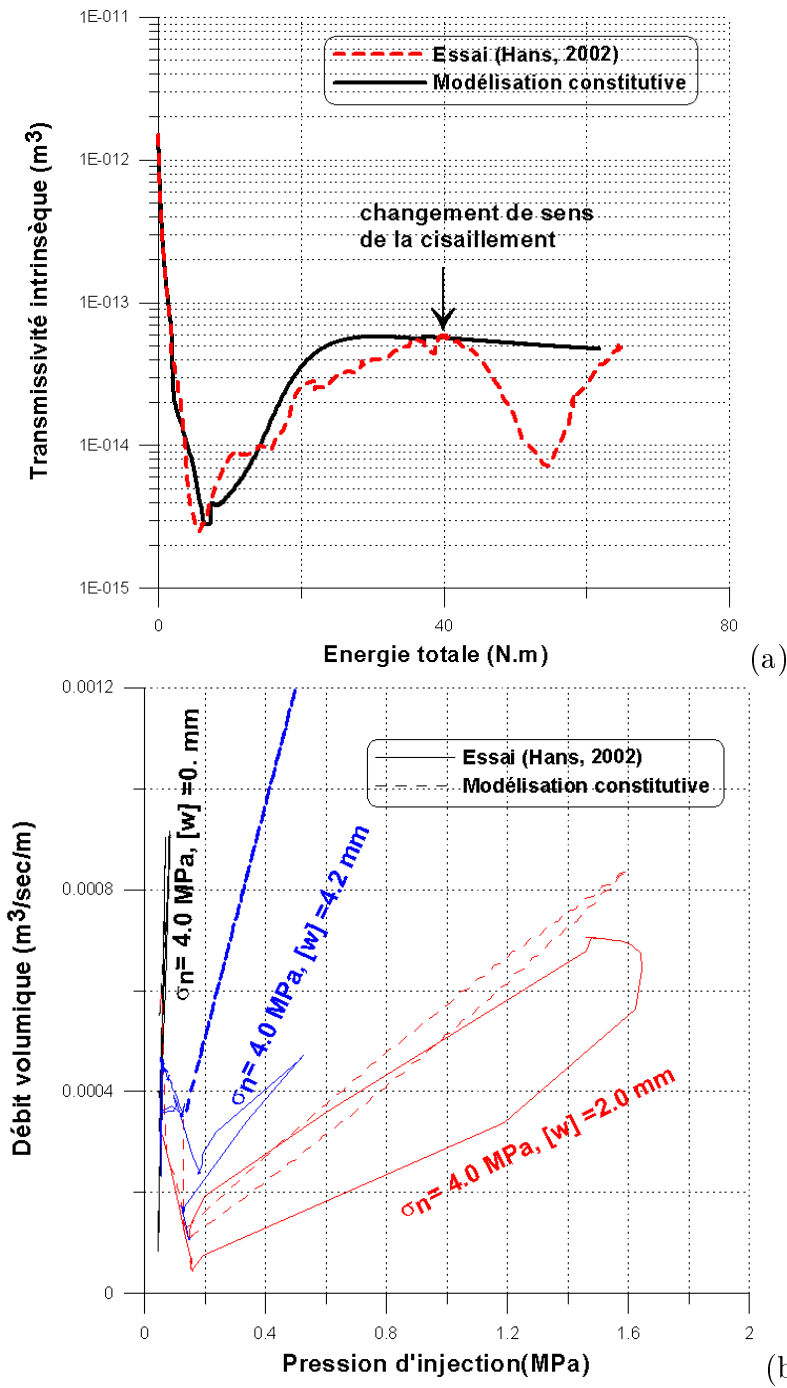


FIG. C.43 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par  $2\tau_3$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale, (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection.

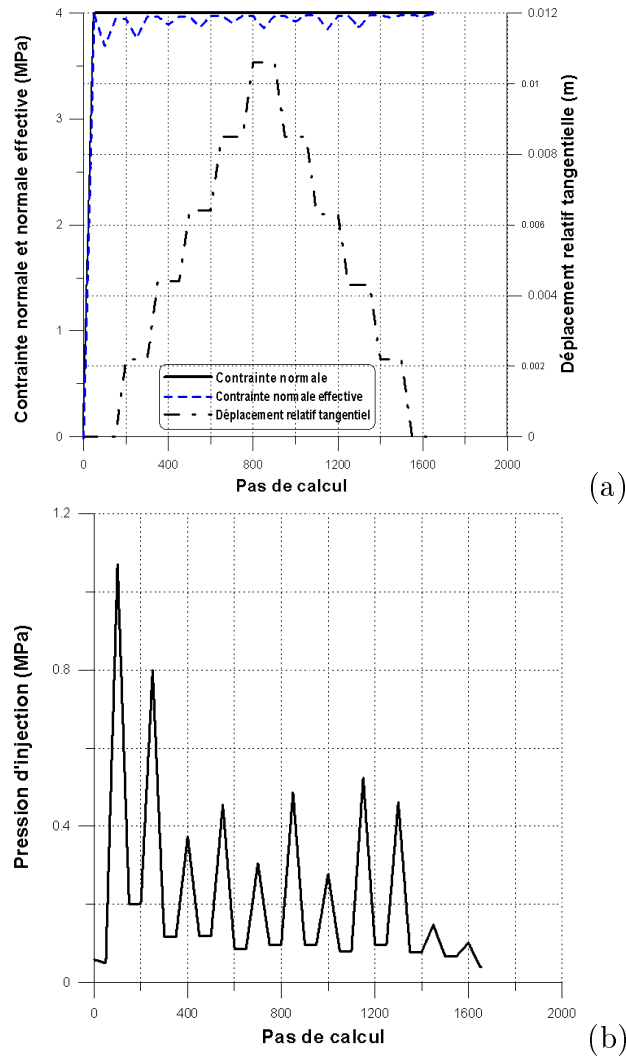
C.14 L'échantillon 2 $\tau$ 4

FIG. C.44 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 4, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul.



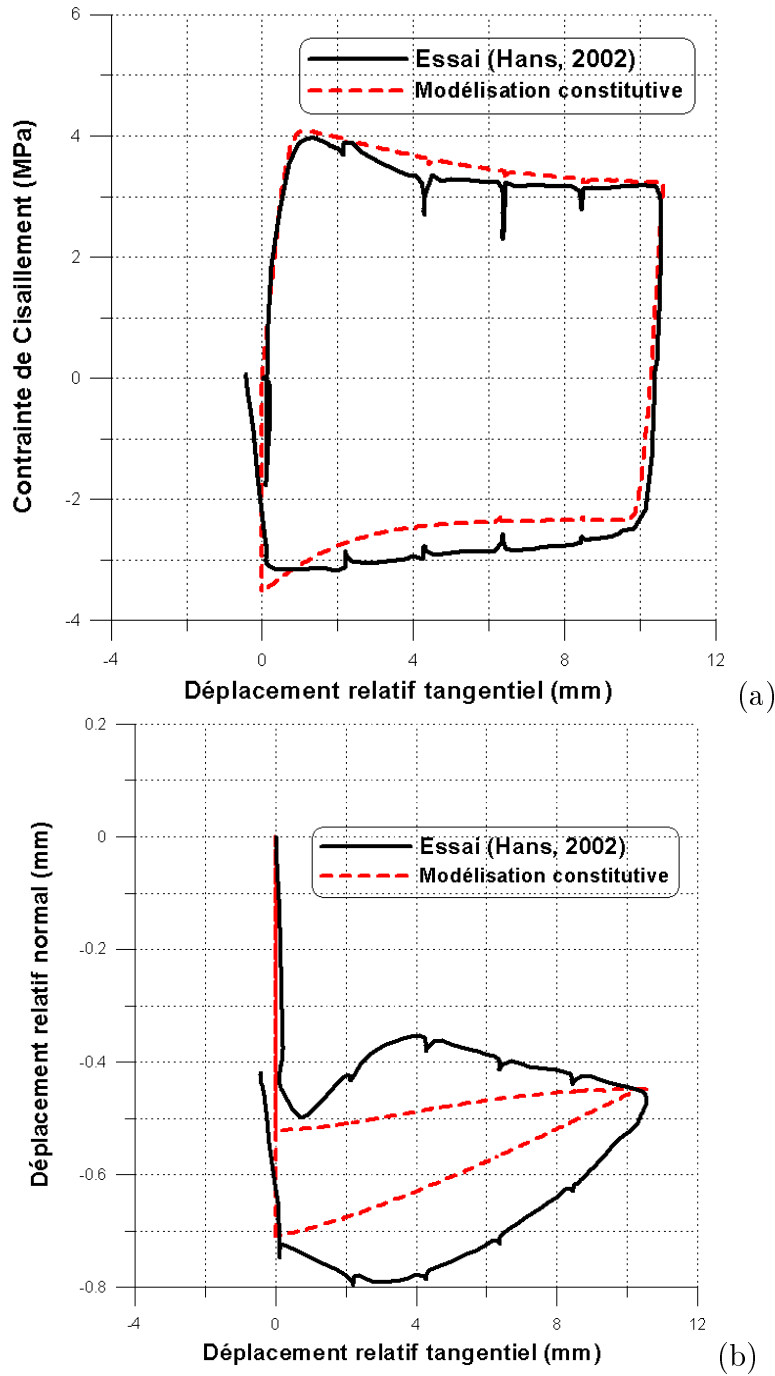


FIG. C.45 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2,  $2\tau 4$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.

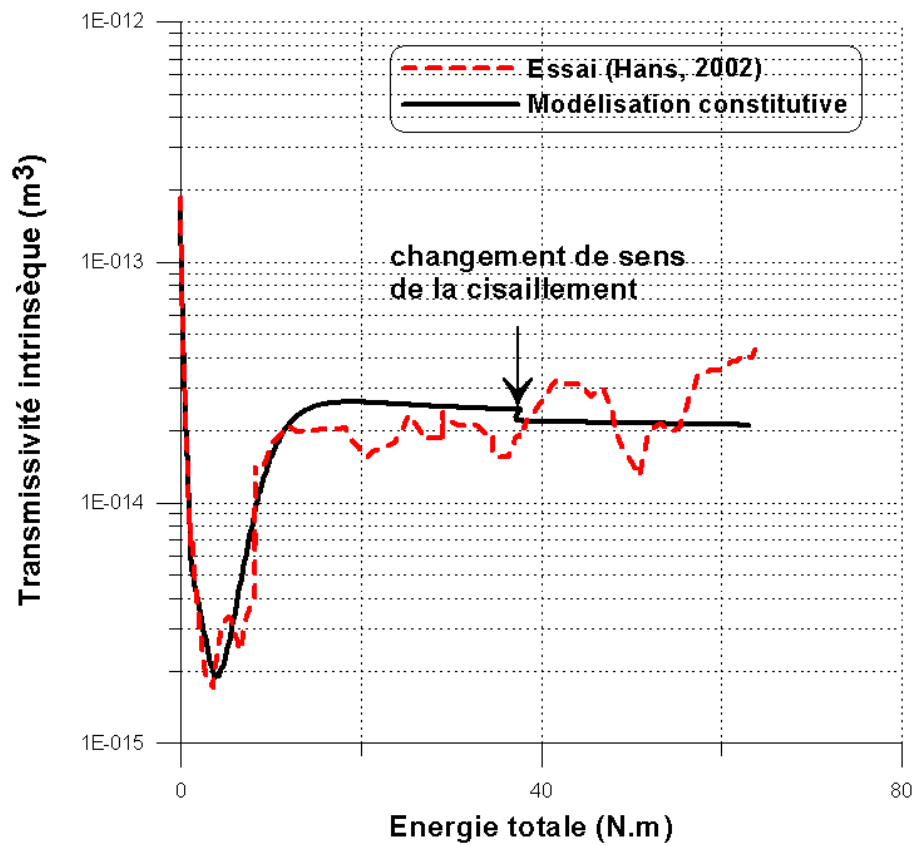


FIG. C.46 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par  $2\tau 4$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale.

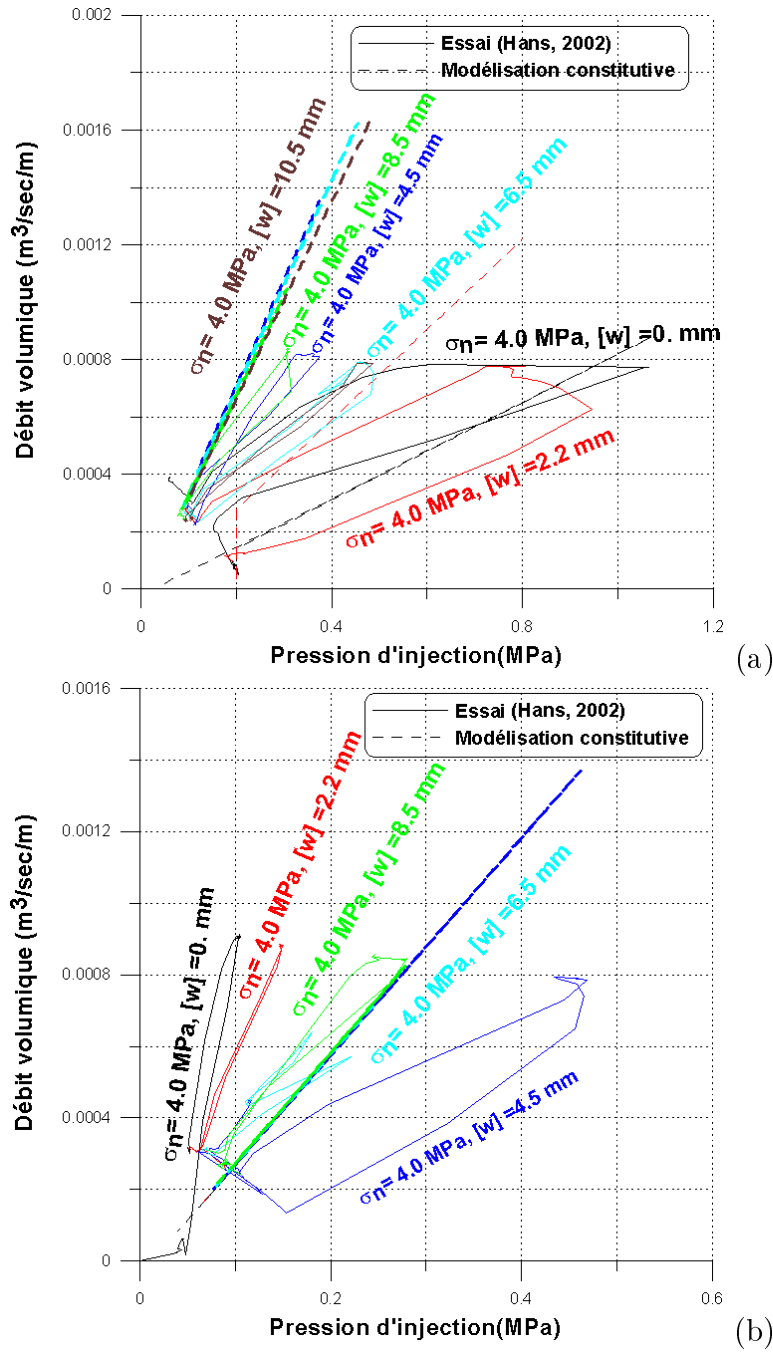


FIG. C.47 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par  $2\tau_4$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge).

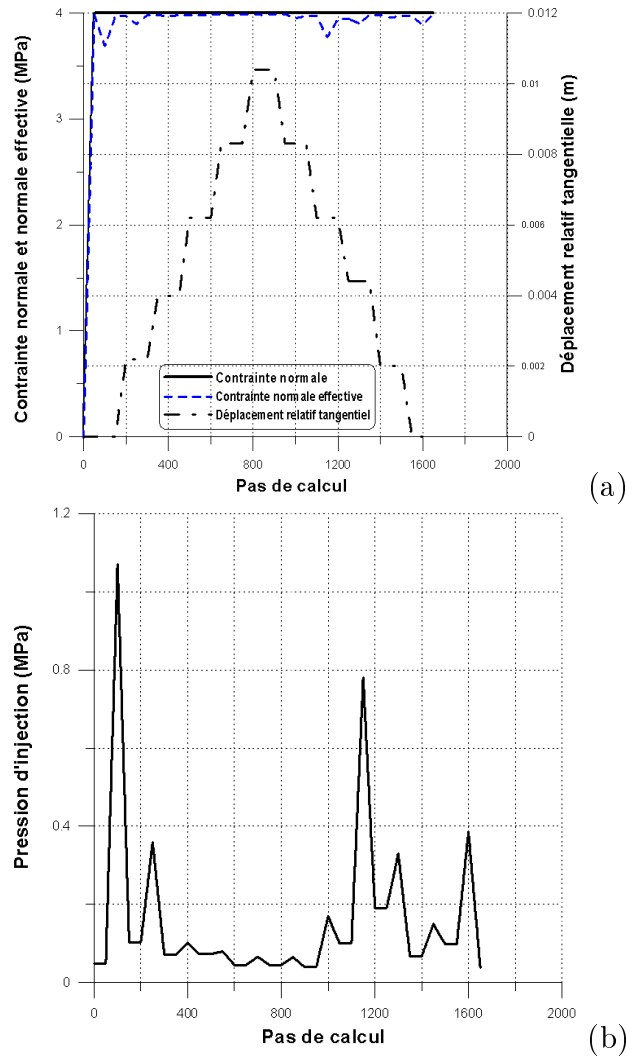
C.15 L'échantillon 2 $\tau$ 5

FIG. C.48 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 5, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul.

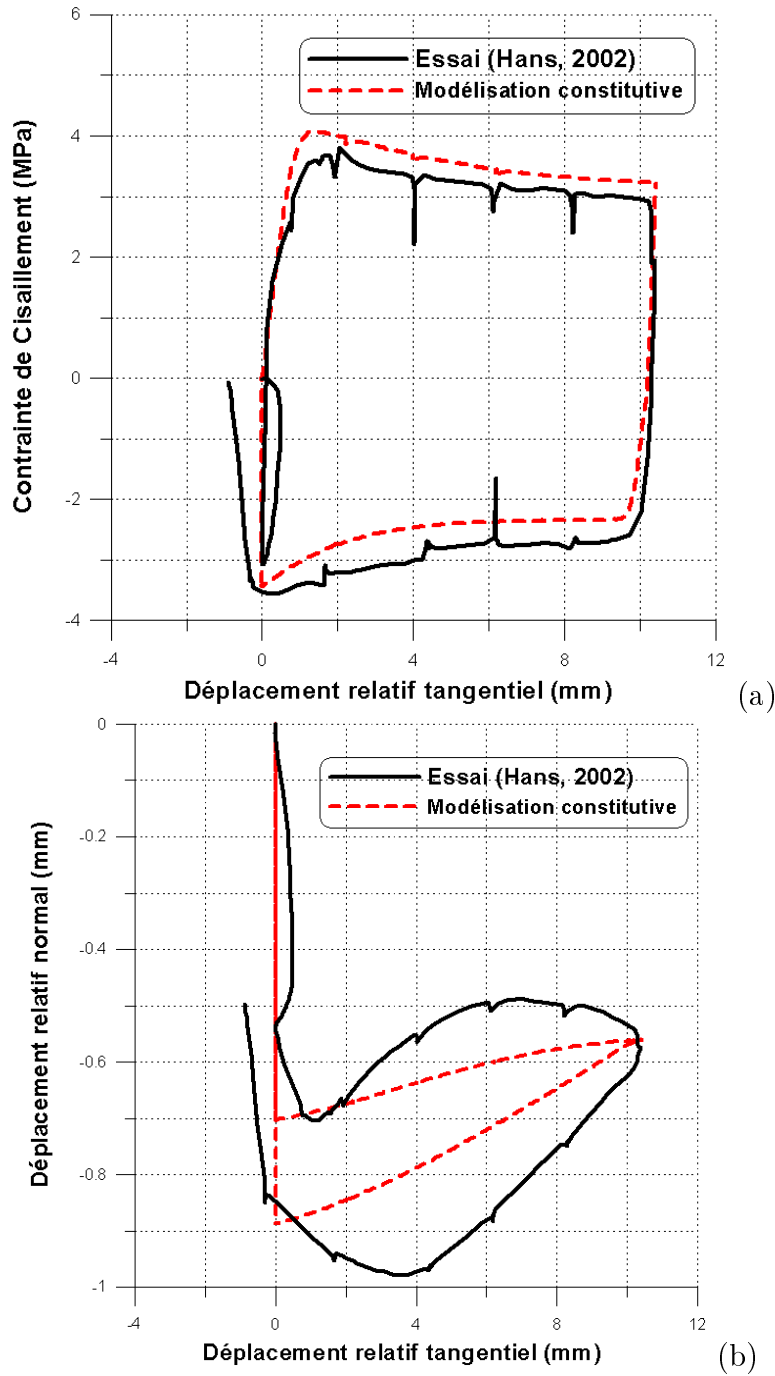


FIG. C.49 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2,  $2\tau_5$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.

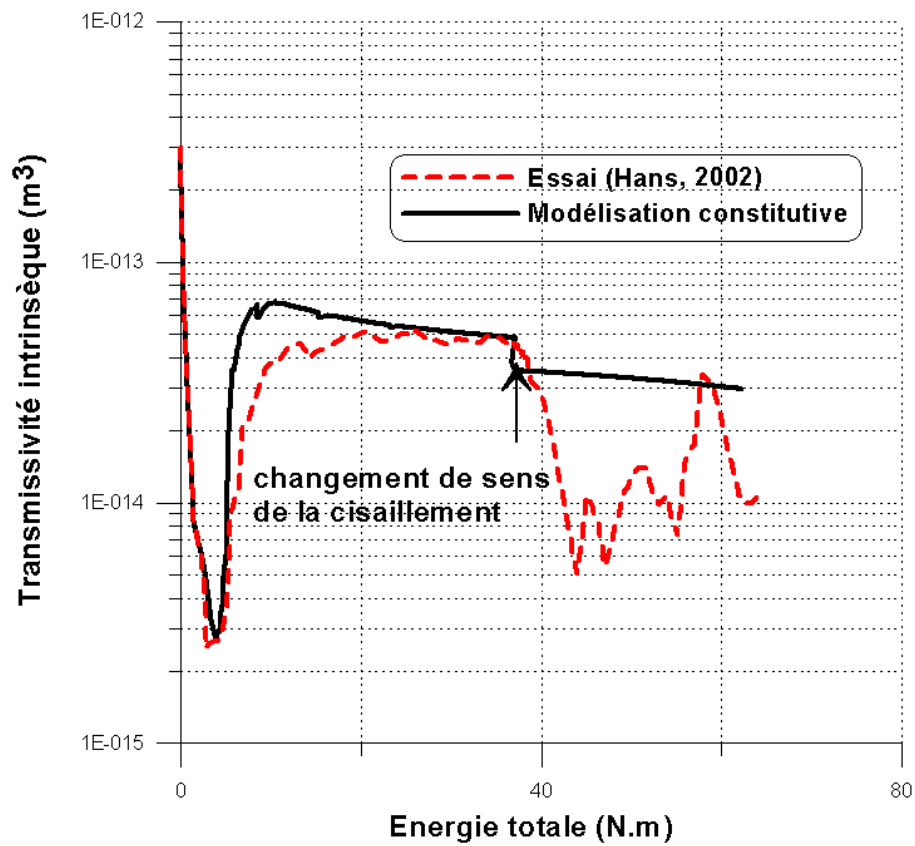


FIG. C.50 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 5, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale.

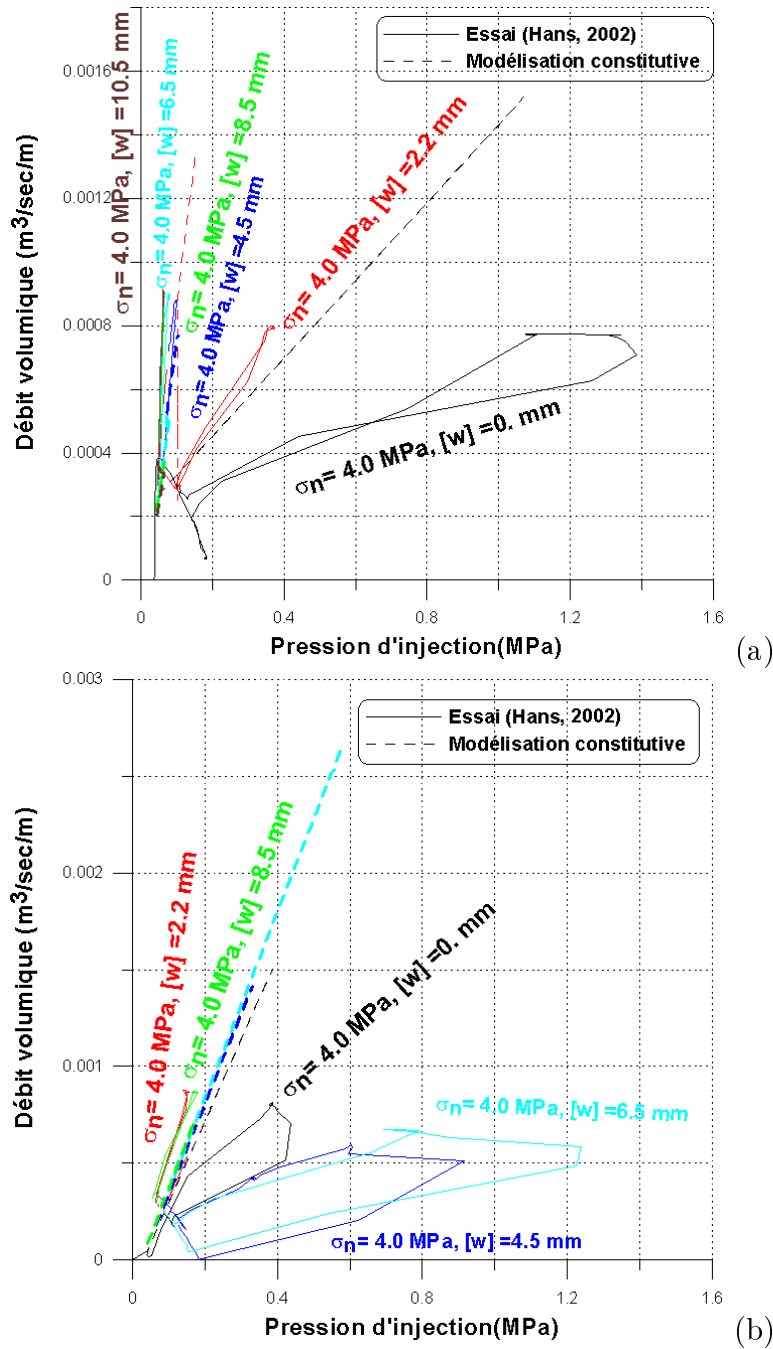


FIG. C.51 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par  $2\tau_5$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge).

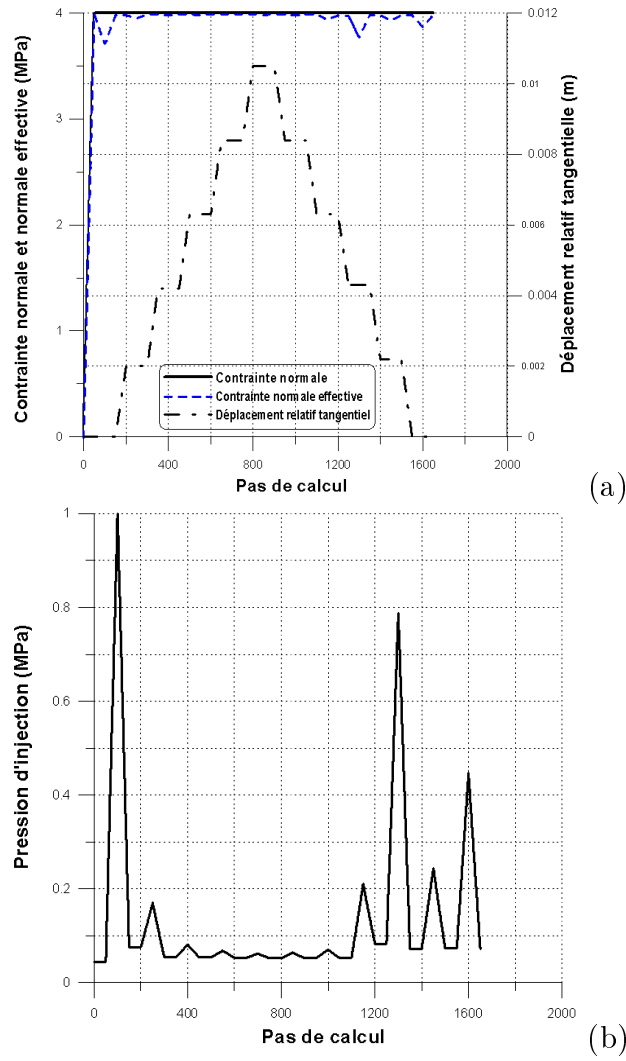
C.16 L'échantillon 2 $\tau$ 6

FIG. C.52 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 6, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul.



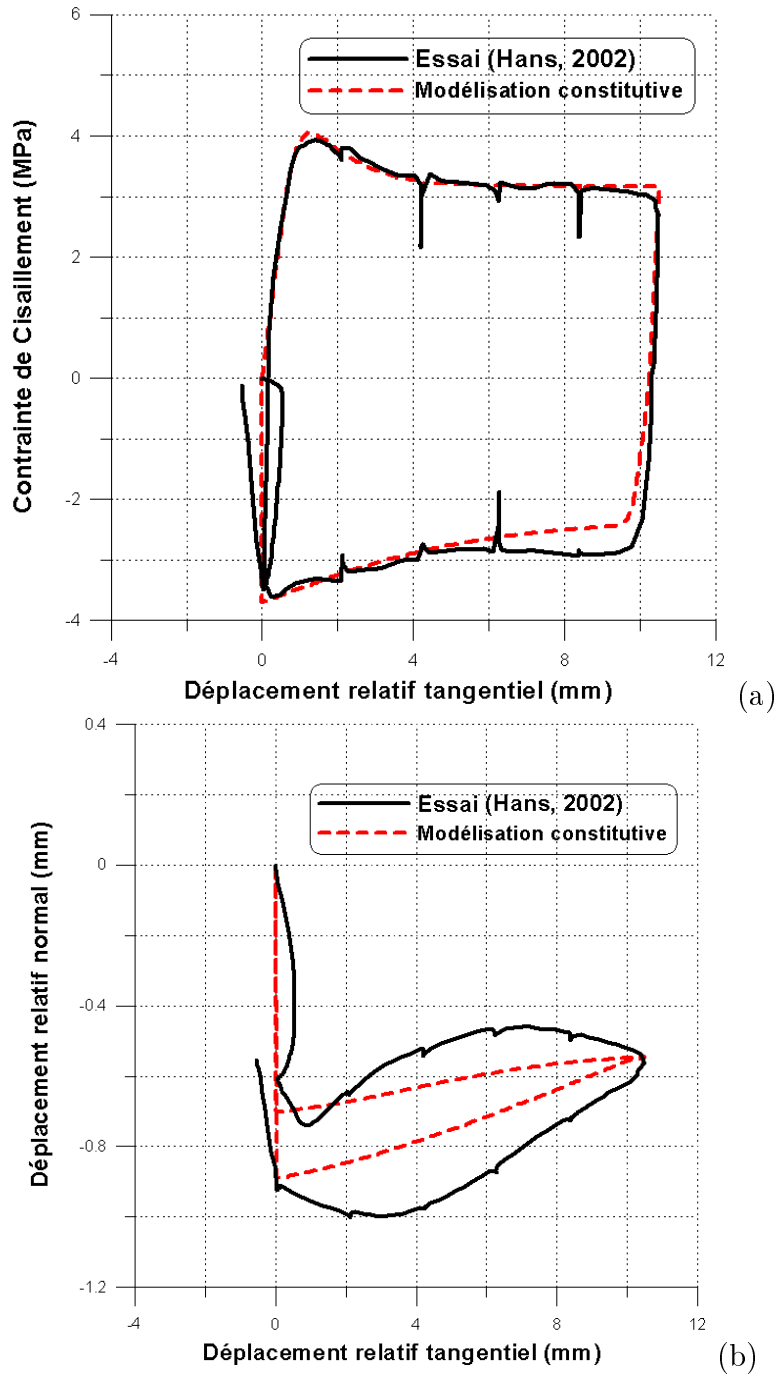


FIG. C.53 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2,  $2\tau 6$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.

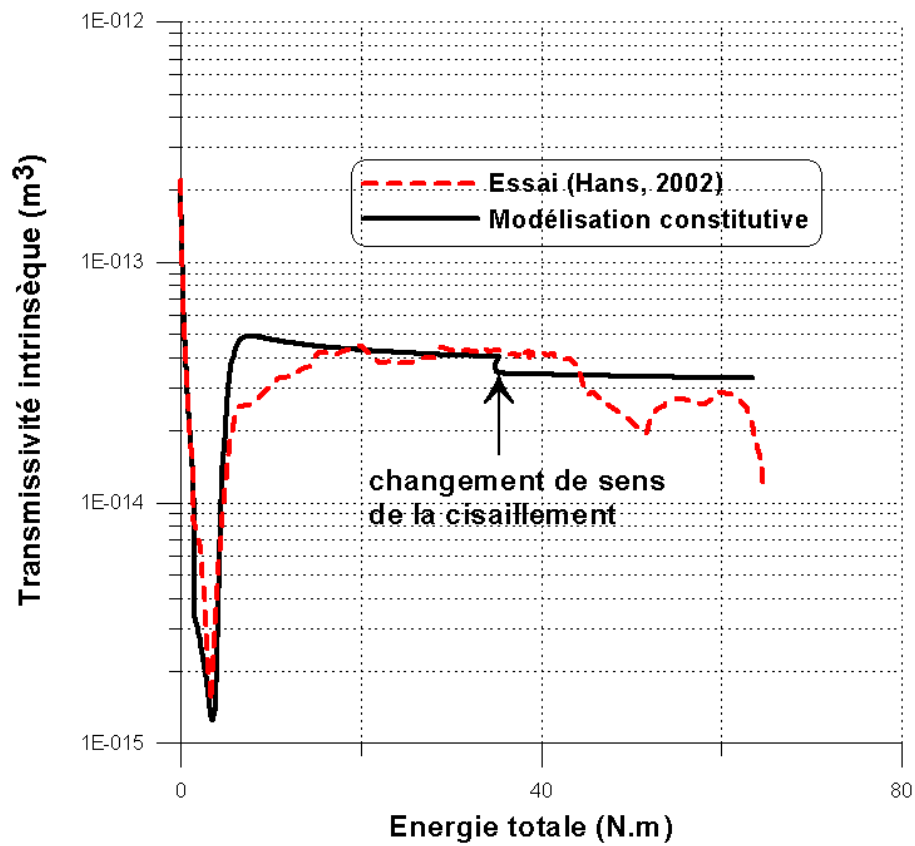


FIG. C.54 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 6, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale.

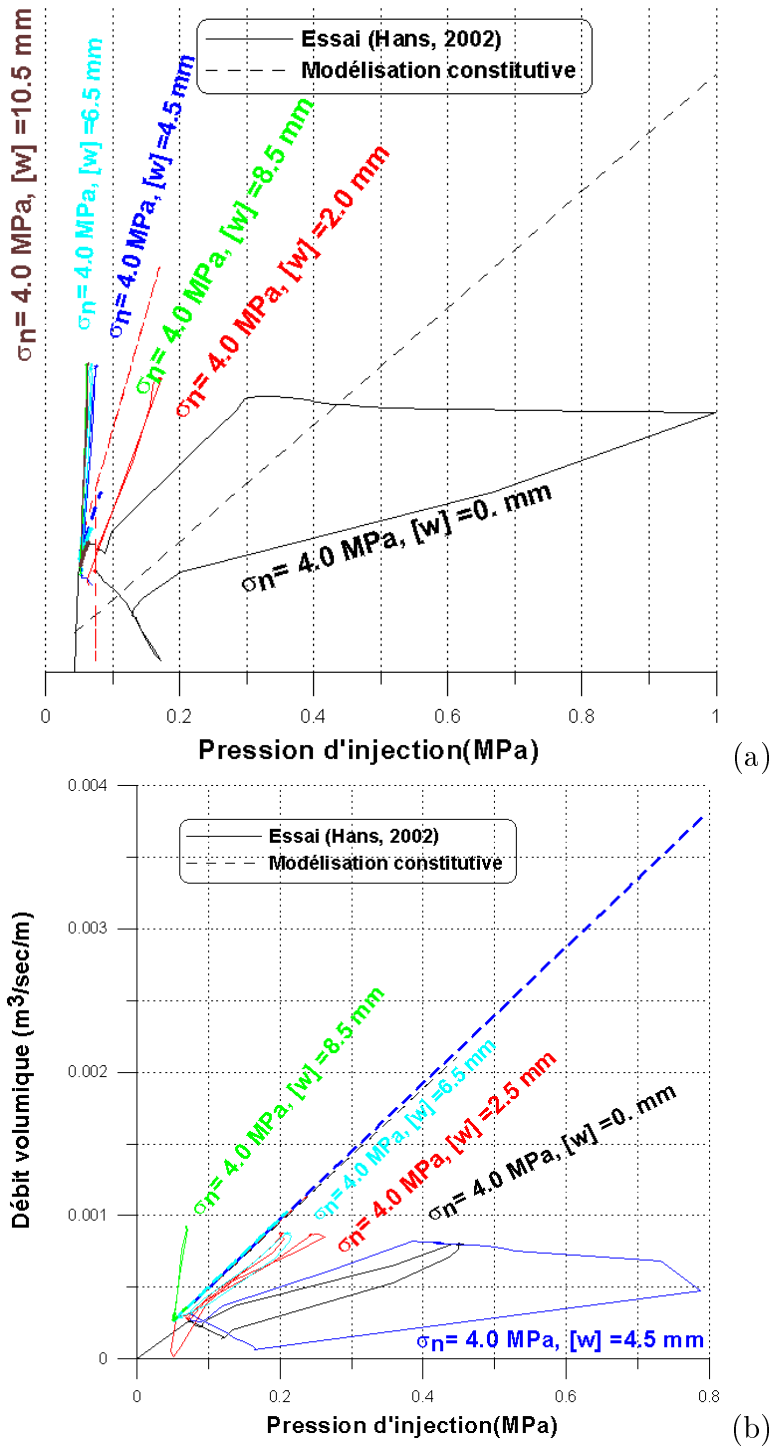


FIG. C.55 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par  $2\tau_6$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge).

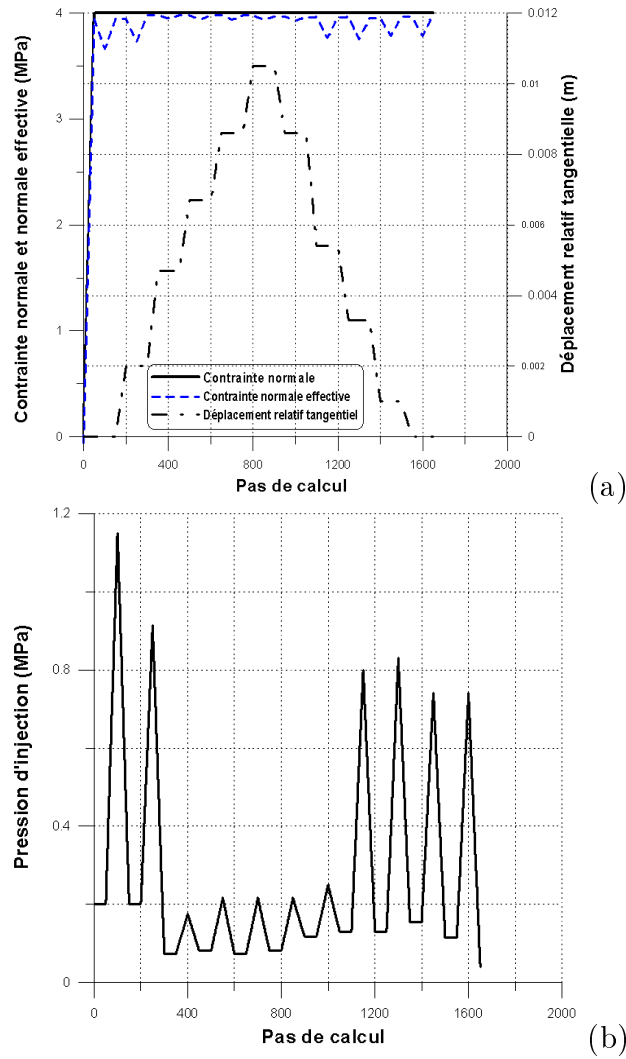
C.17 L'échantillon 2 $\tau$ 8

FIG. C.56 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 8, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul.

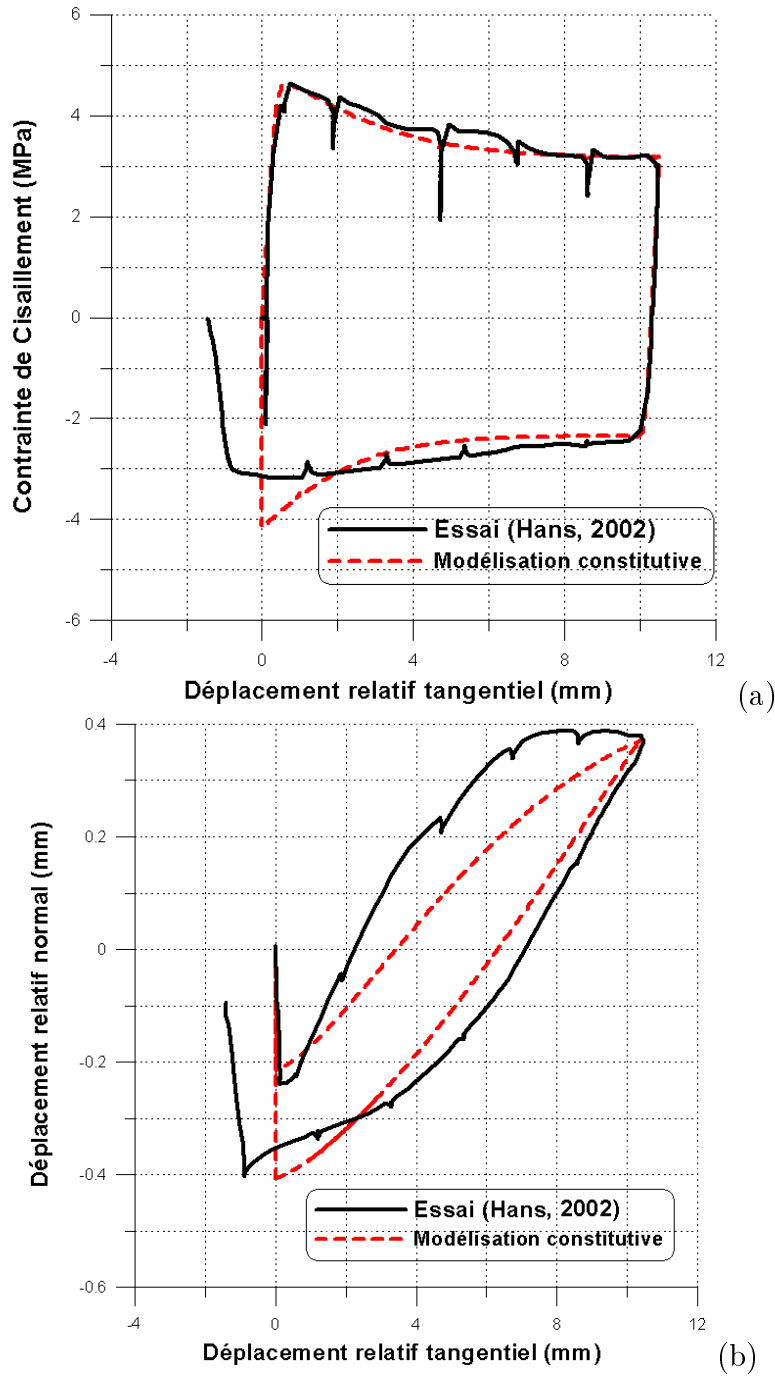


FIG. C.57 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 8, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.

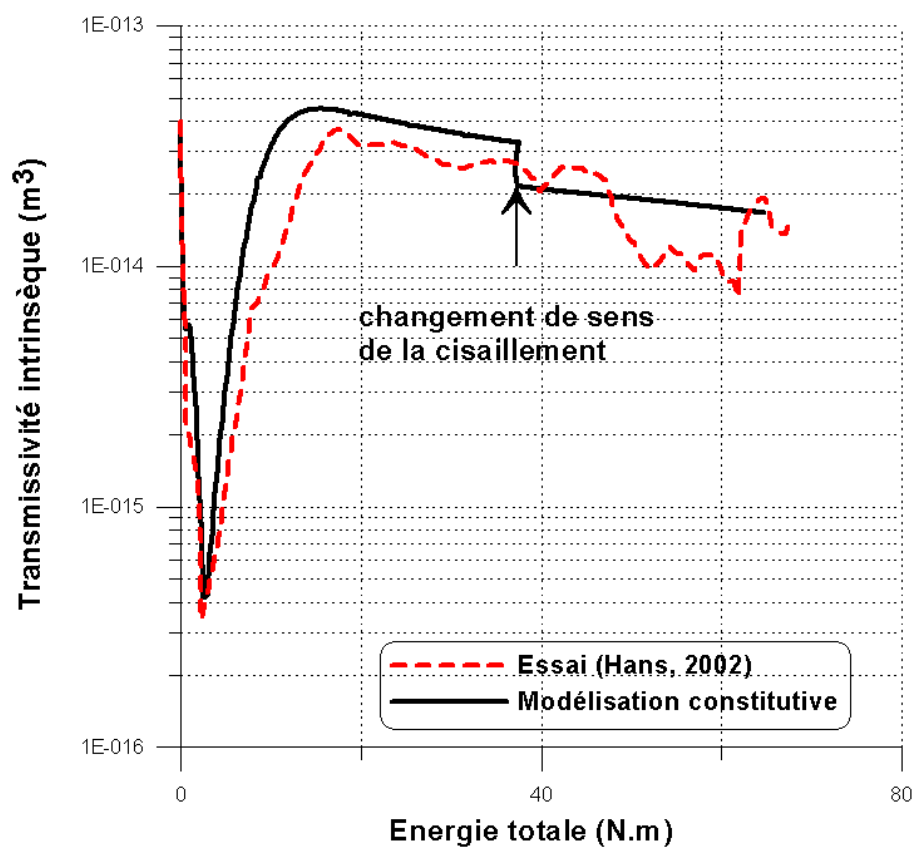


FIG. C.58 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 8, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale.

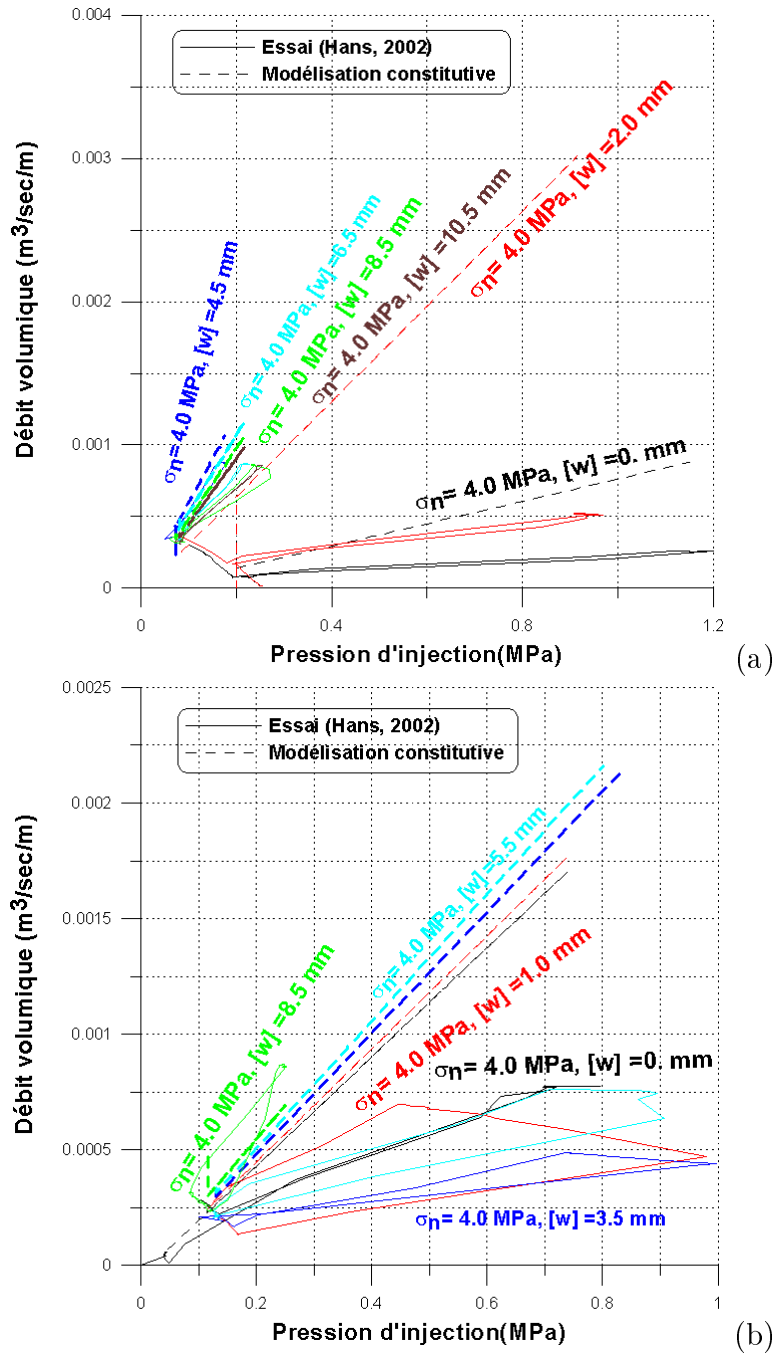


FIG. C.59 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 8, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge).

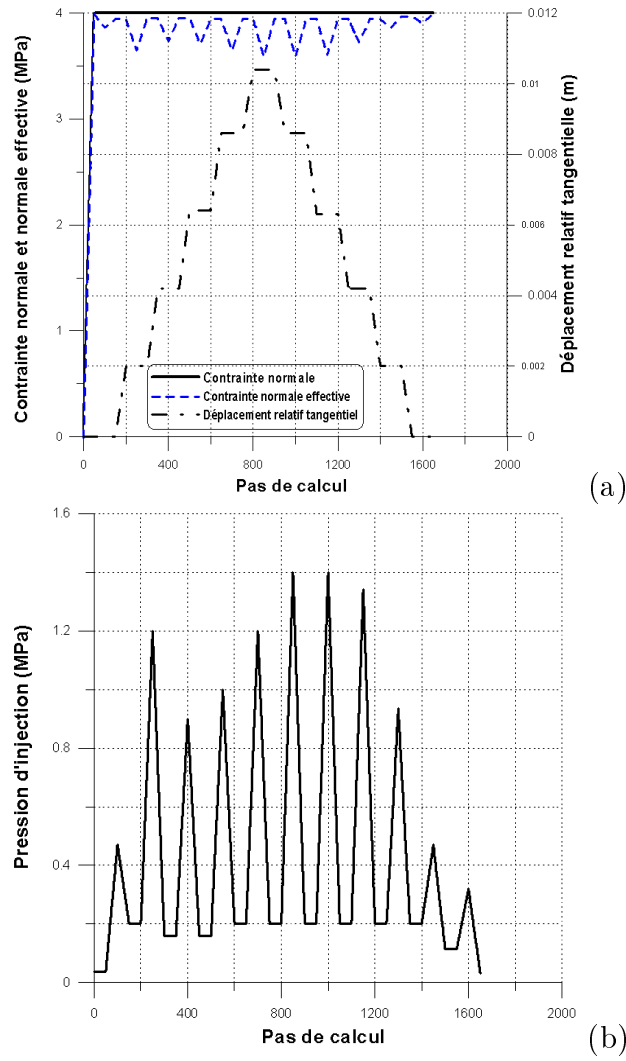
C.18 L'échantillon  $2\tau 10$ 

FIG. C.60 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2,  $2\tau 10$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul.



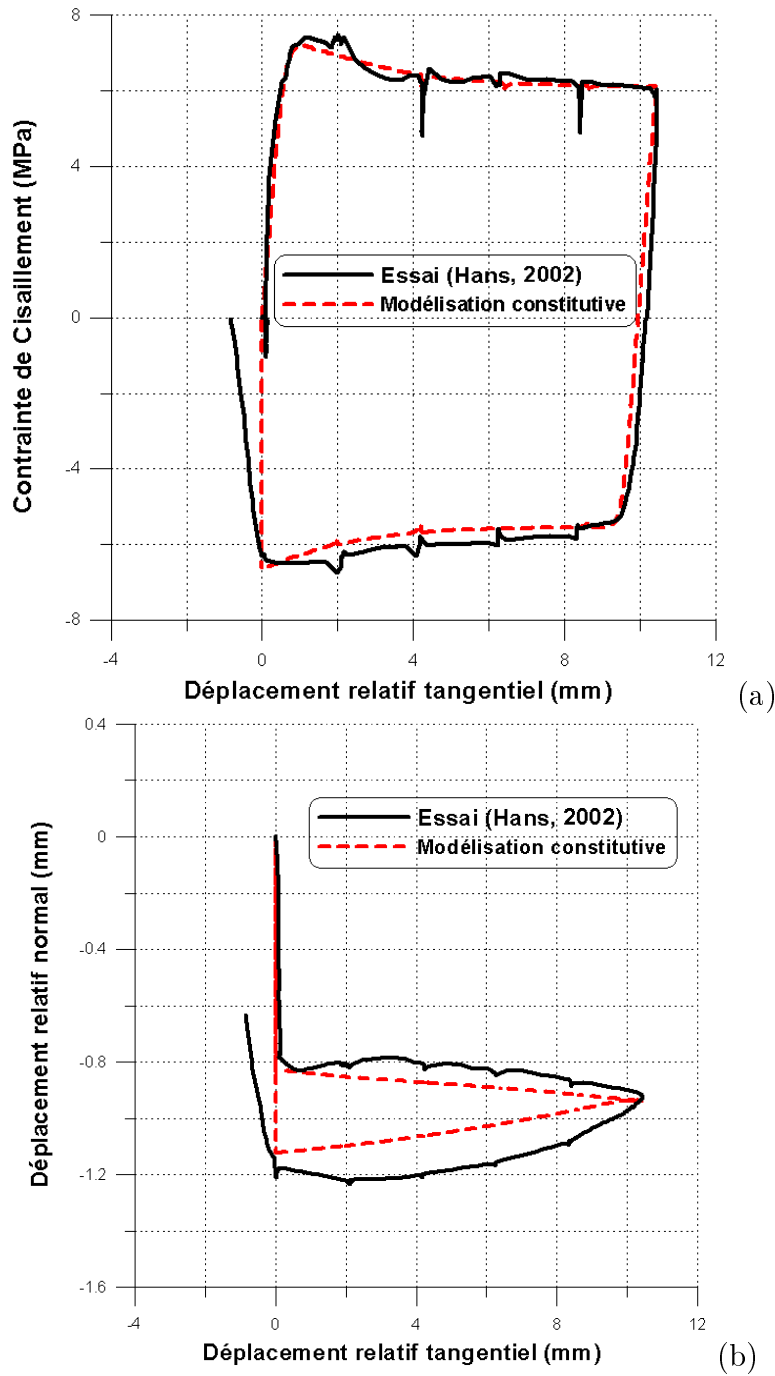


FIG. C.61 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2,  $2\tau_{10}$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.

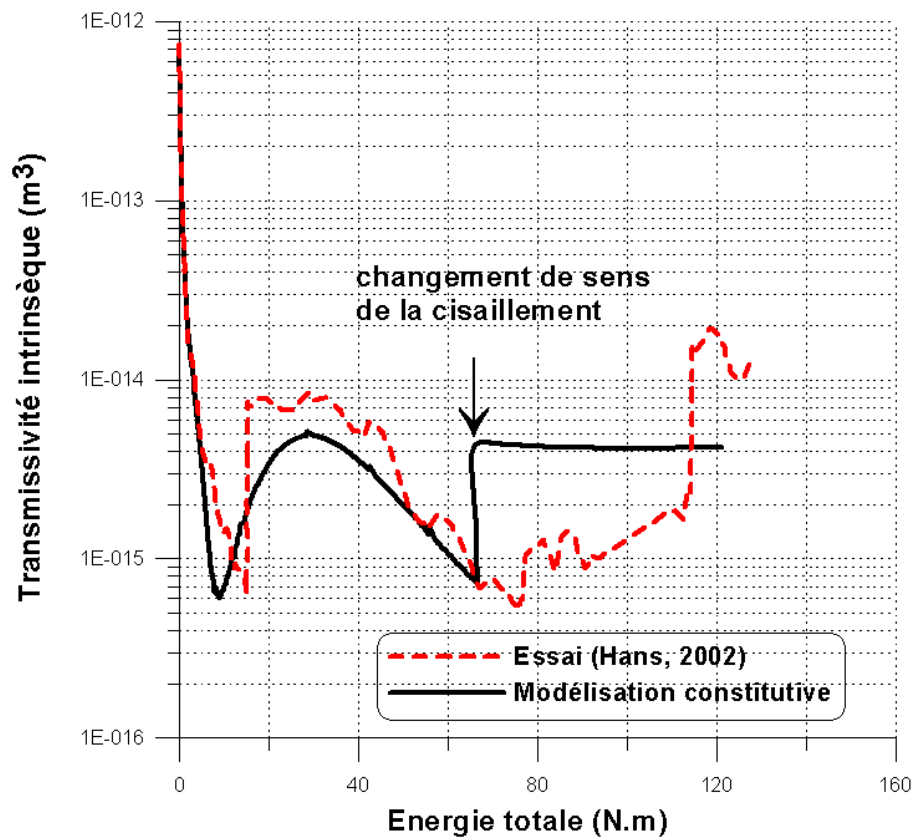


FIG. C.62 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 10, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale.

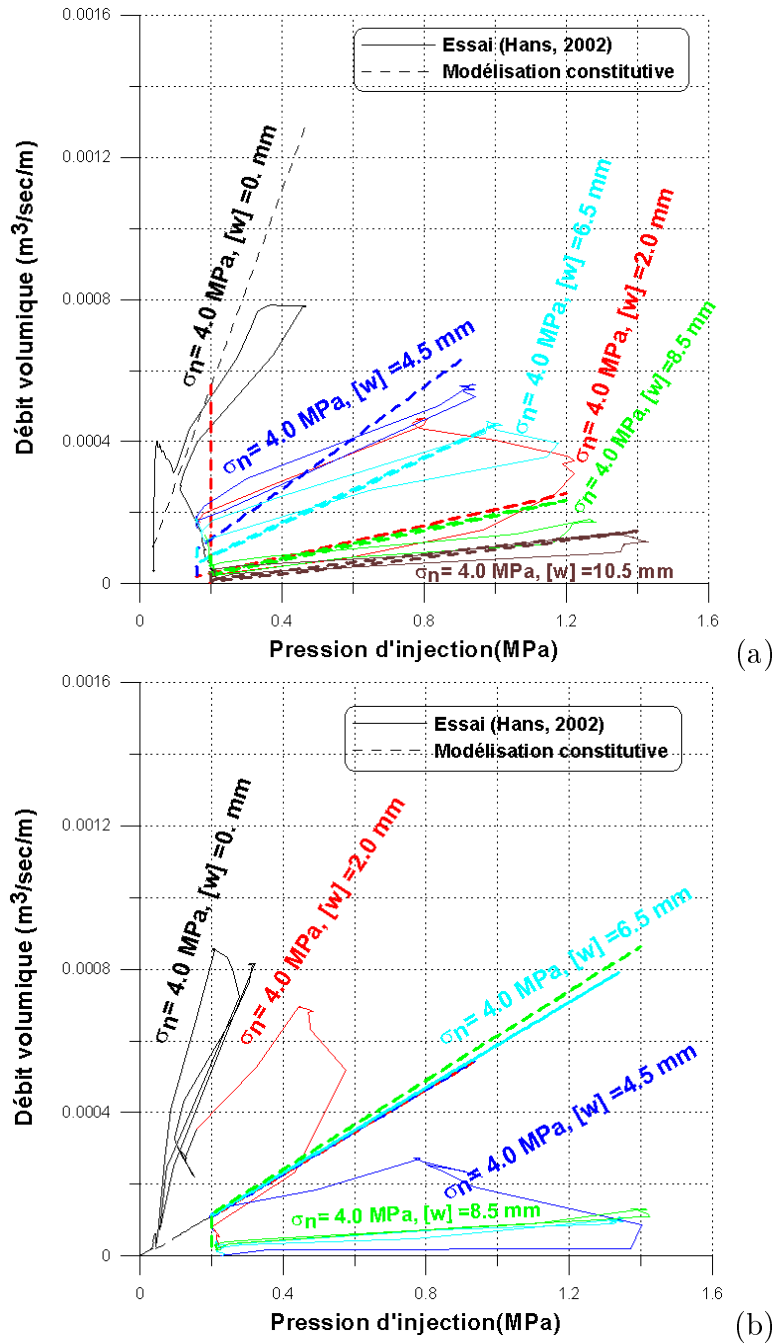


FIG. C.63 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par  $2\tau_{10}$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge).

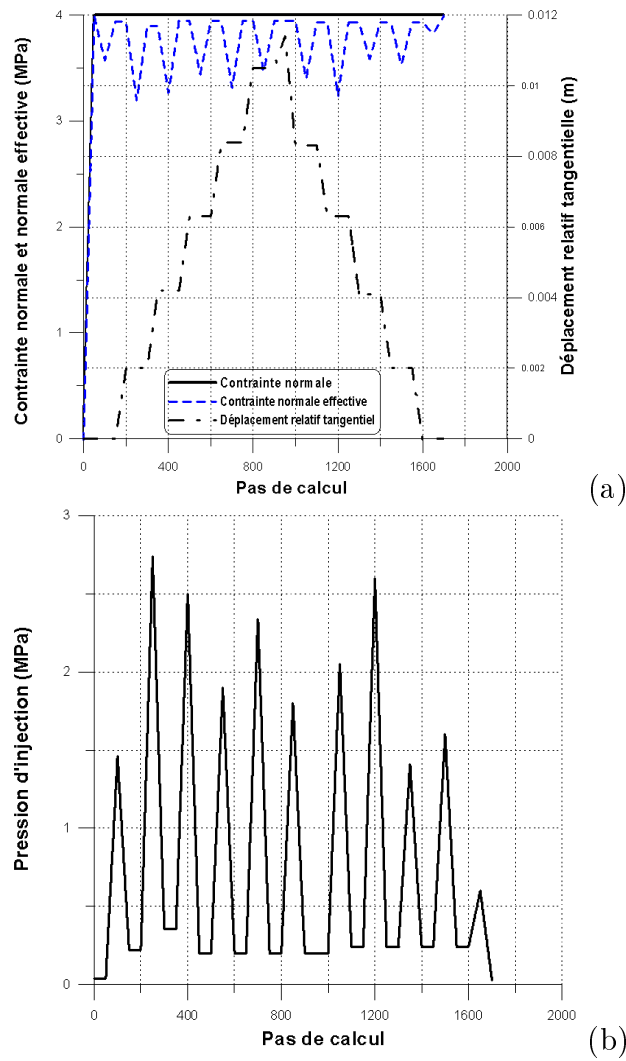
C.19 L'échantillon 2 $\tau$ 11

FIG. C.64 – Programme de chargement de l'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, 2 $\tau$ 11, (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) charge mécanique en fonction du pas de calcul, (b) charge hydraulique en fonction du pas de calcul.

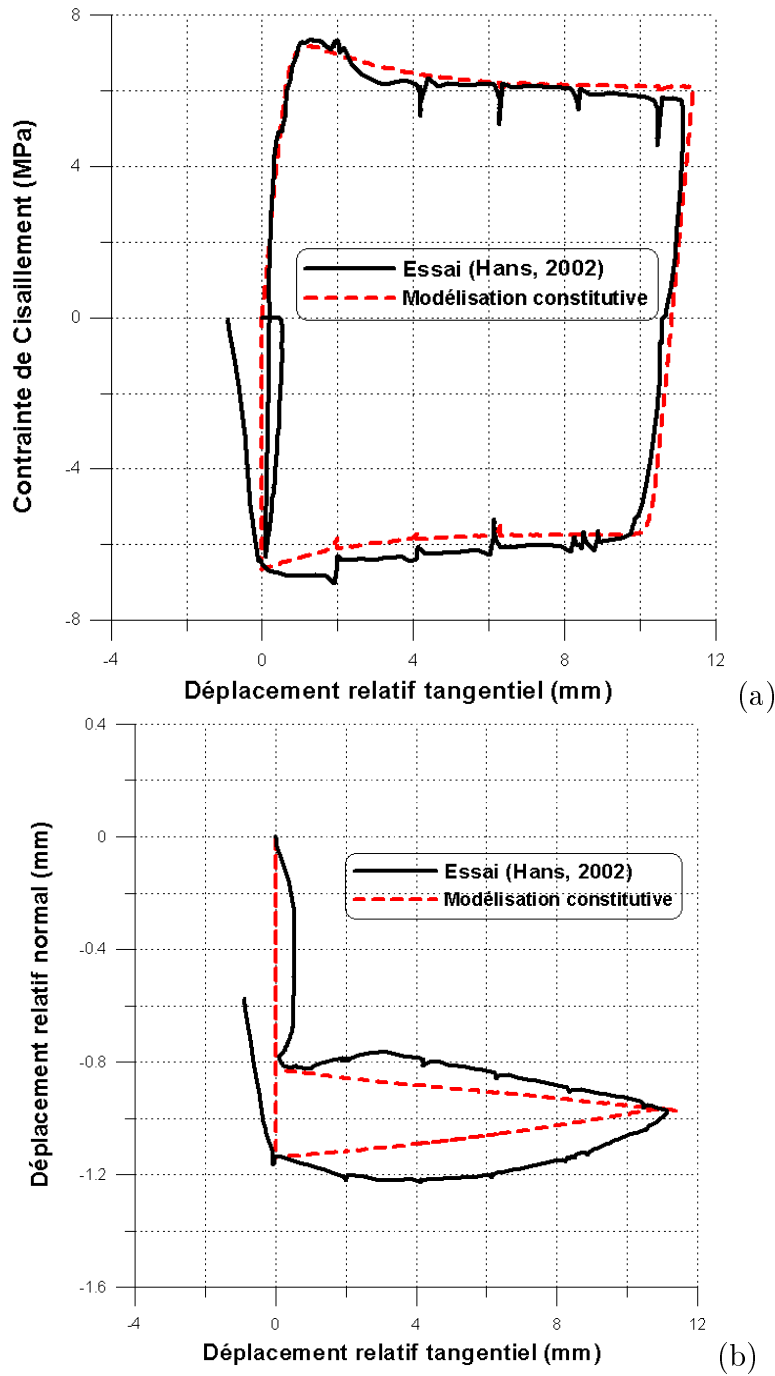


FIG. C.65 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2,  $2\tau_{11}$ , (essai par Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel, (b) déplacement relatif normal fonction du déplacement relatif tangentiel.

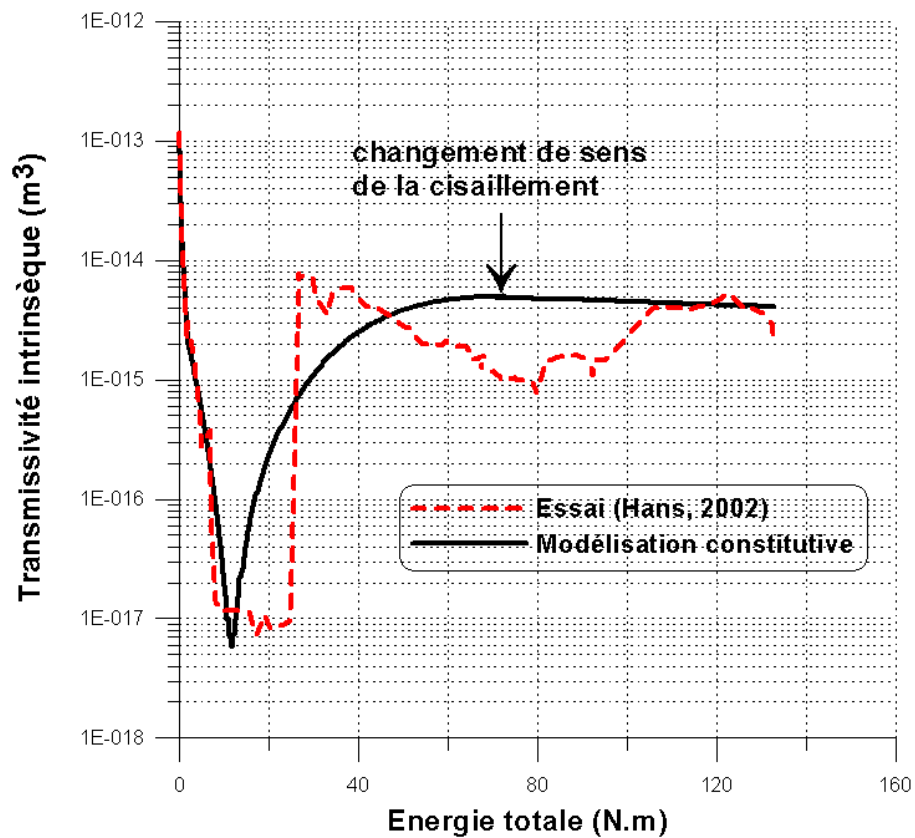


FIG. C.66 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par 2 $\tau$ 11, Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), transmissivité intrinsèque en fonction l'énergie totale.

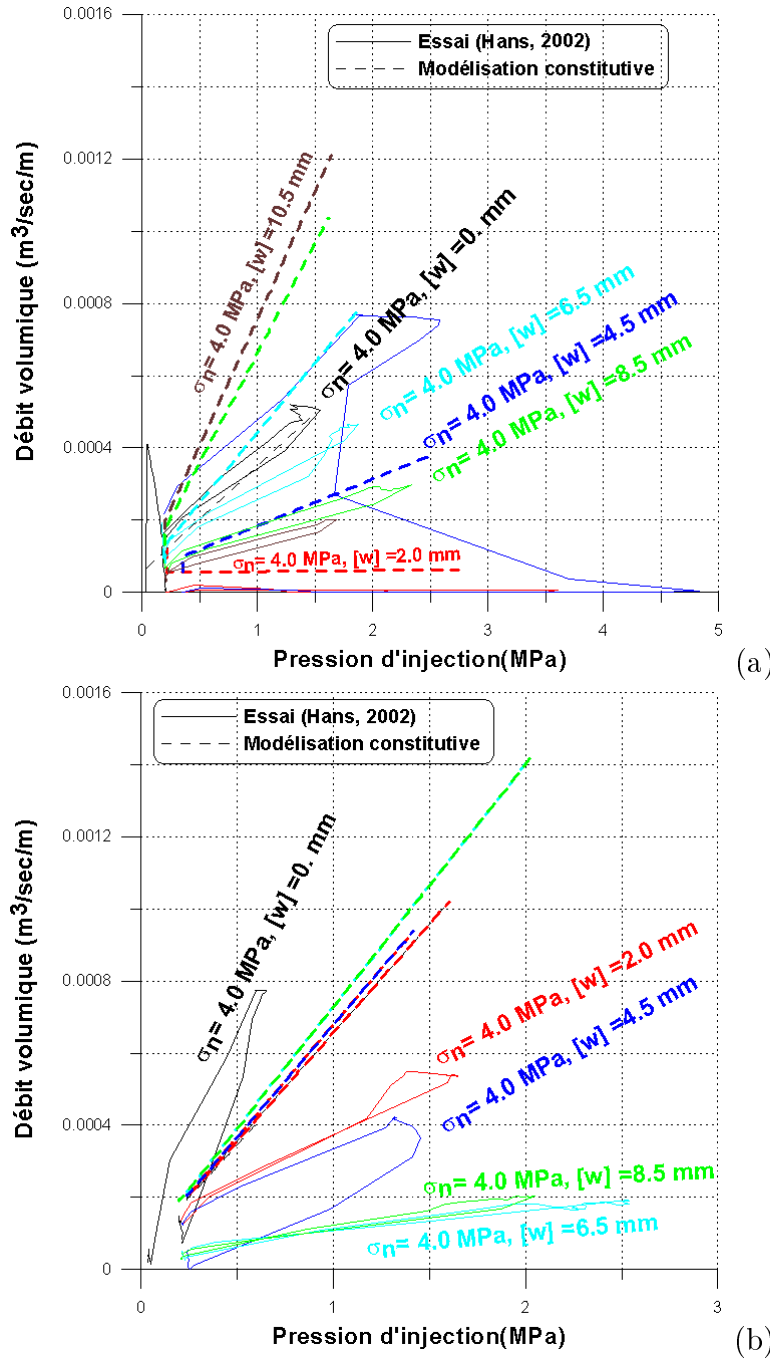


FIG. C.67 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement sur la réplique de joint de type 2, (essai par  $2\tau_{11}$ , Hans [50], réplique en mortier de ciment, écoulement "radial"), (a) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en charge), (b) débit volumique d'eau en fonction de la pression d'injection (en décharge).

## C.20 L'échantillon F2

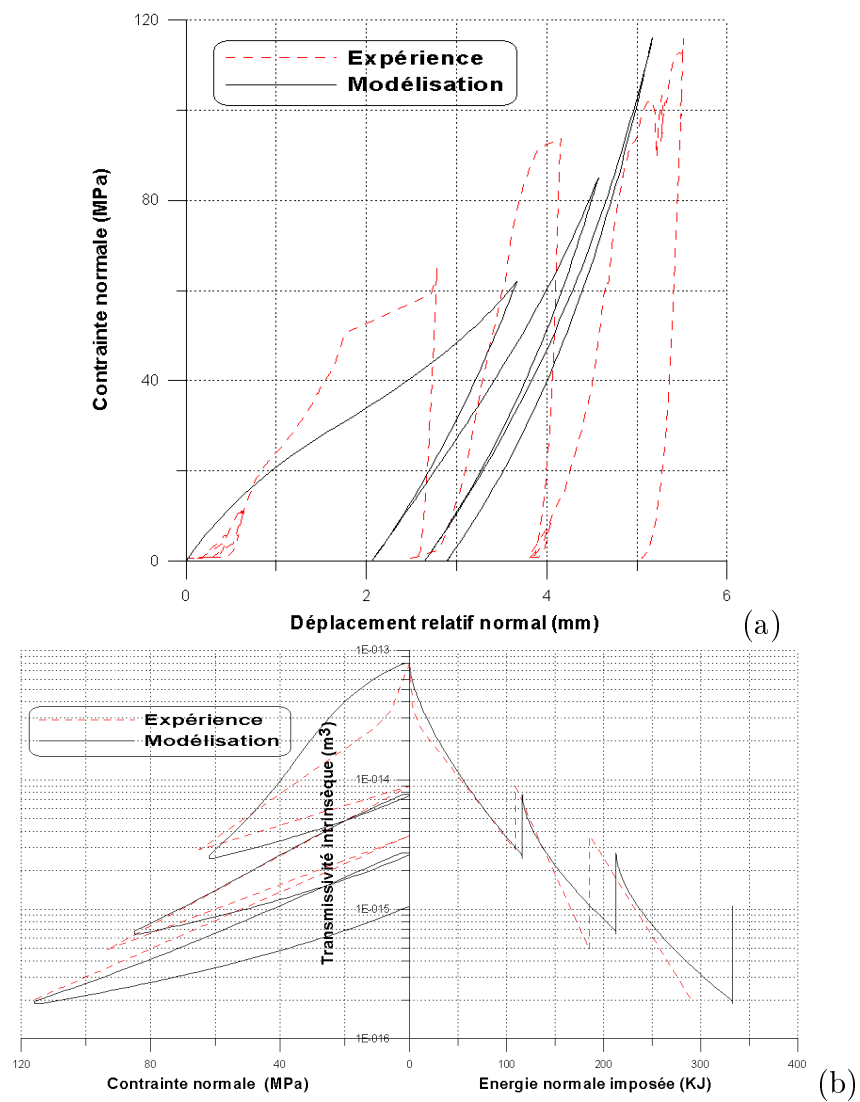


FIG. C.68 – Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint F1, (a) déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale, (b) transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et de l'énergie normale imposée.



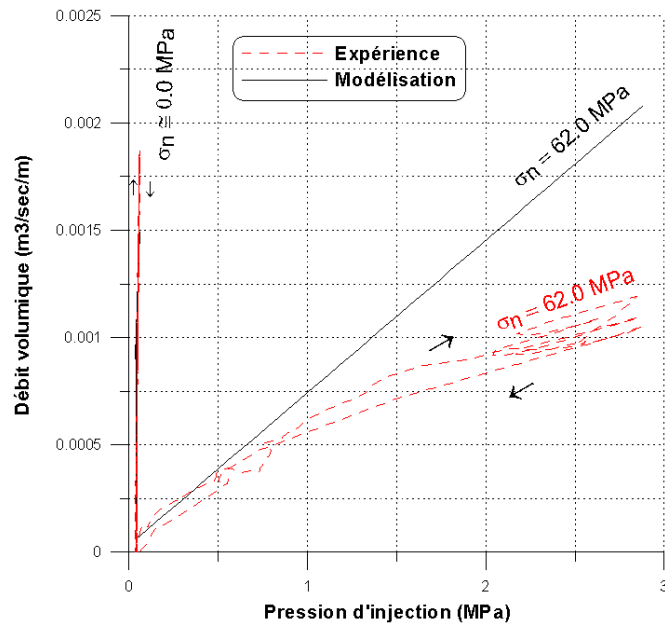


FIG. C.69 – Modélisation d’essai hydromécanique de compression simple sur le joint F2 ( $\sigma_n = 0 - 62 \text{ MPa}$ ), débit volumique de l’eau en fonction de la pression d’injection.

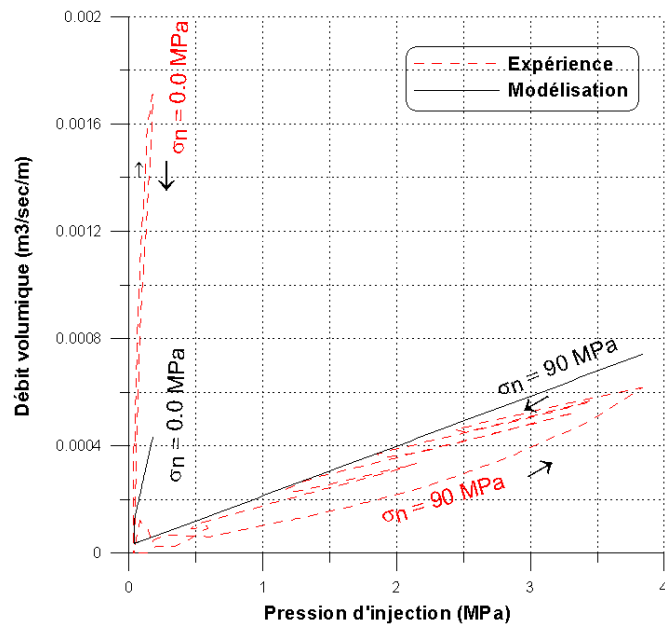


FIG. C.70 – Modélisation d’essai hydromécanique de compression simple sur le joint F2 ( $\sigma_n = 0 - 90 \text{ MPa}$ ), débit volumique de l’eau en fonction de la pression d’injection.

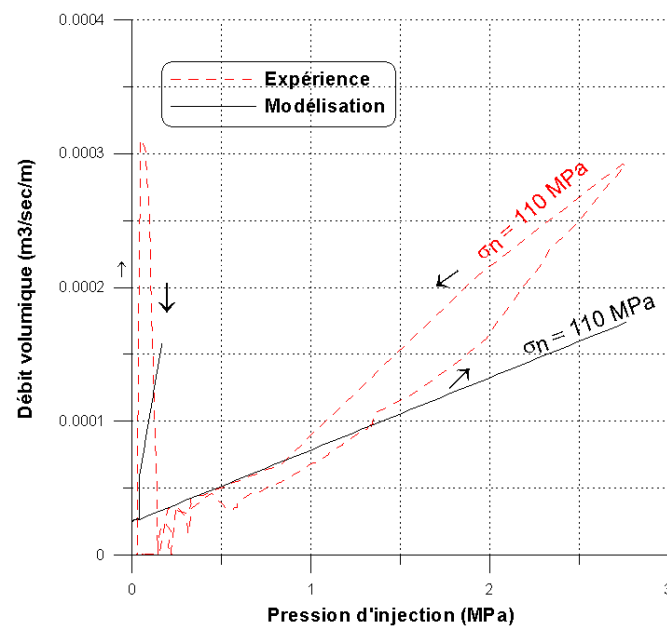


FIG. C.71 – Modélisation d’essai hydromécanique de compression simple sur le joint F2 ( $\sigma_n = 0 - 90$  MPa), débit volumique de l’eau en fonction de la pression d’injection.

## C.21 L'échantillon JS1

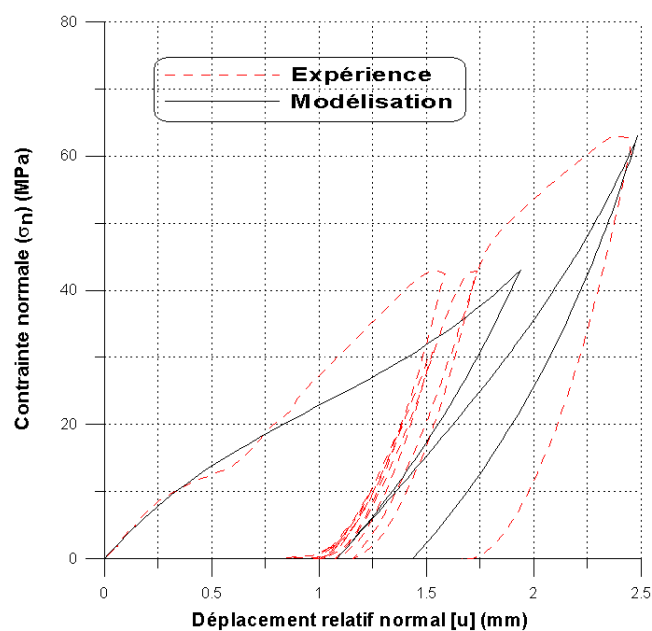


FIG. C.72 – Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint JS1, déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale.

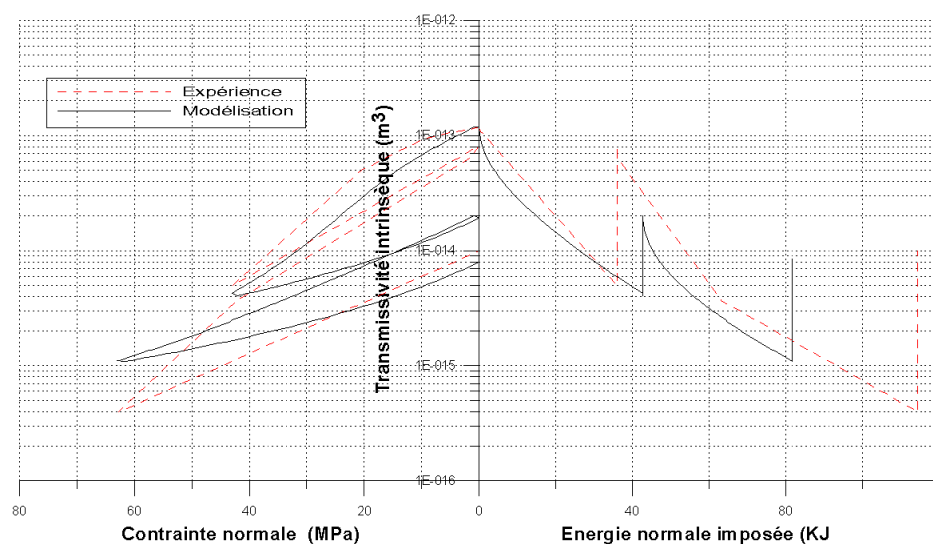


FIG. C.73 – Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint JS1, transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et de l'énergie normale imposée.

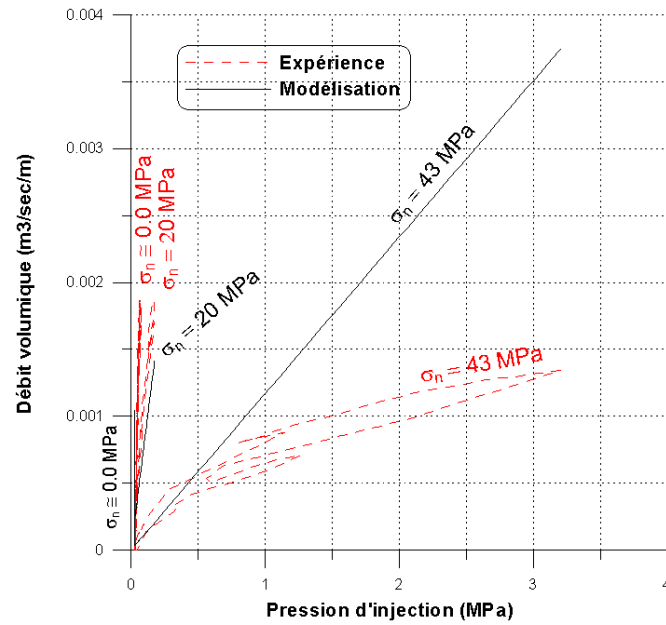


FIG. C.74 – Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint JS1 ( $\sigma_n = 0 - 40$  MPa), débit volumique de l'eau en fonction de la pression d'injection.

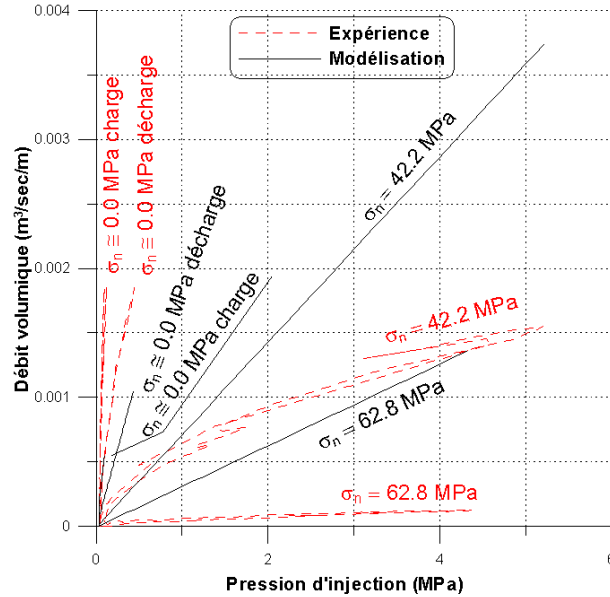


FIG. C.75 – Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint JS1 ( $\sigma_n = 0 - 60$  MPa), débit volumique de l'eau en fonction de la pression d'injection.

## C.22 L'échantillon JS2

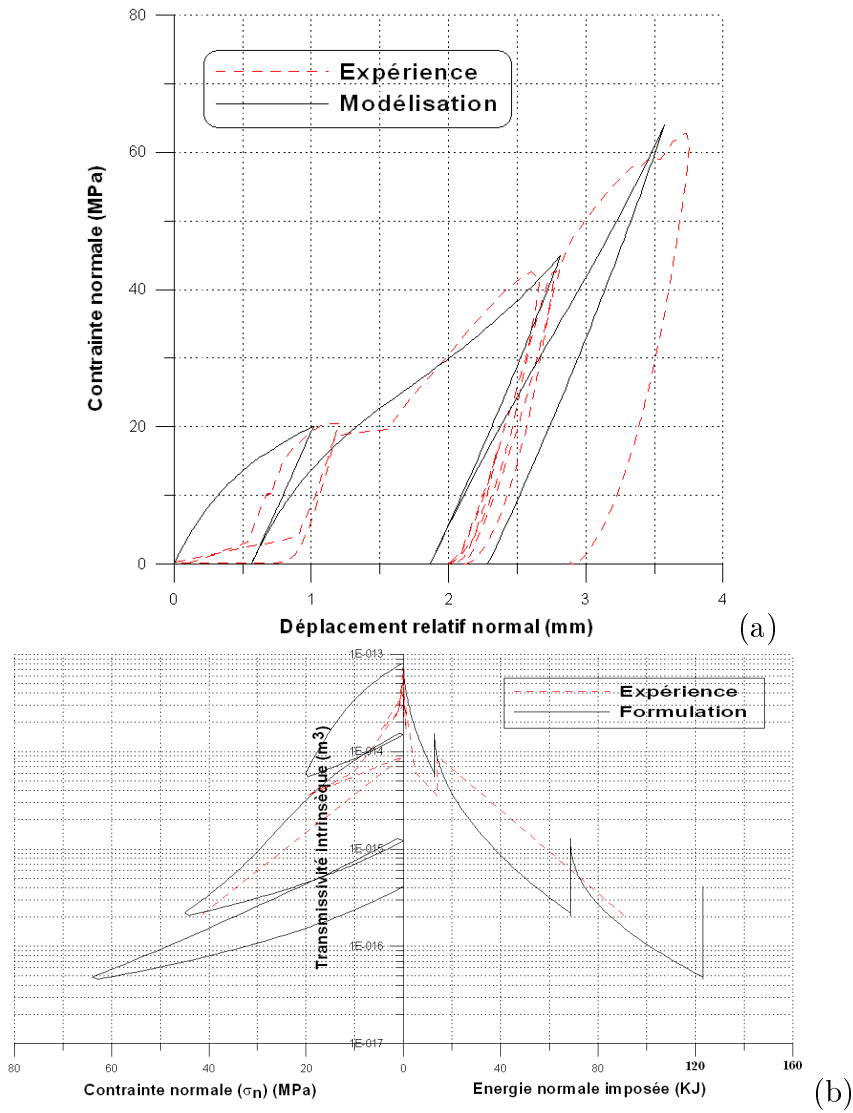


FIG. C.76 – Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint JS2, (a) déplacement relatif normal en fonction de la contrainte normale, (b) transmissivité intrinsèque en fonction de la contrainte normale et de l'énergie normale imposée.

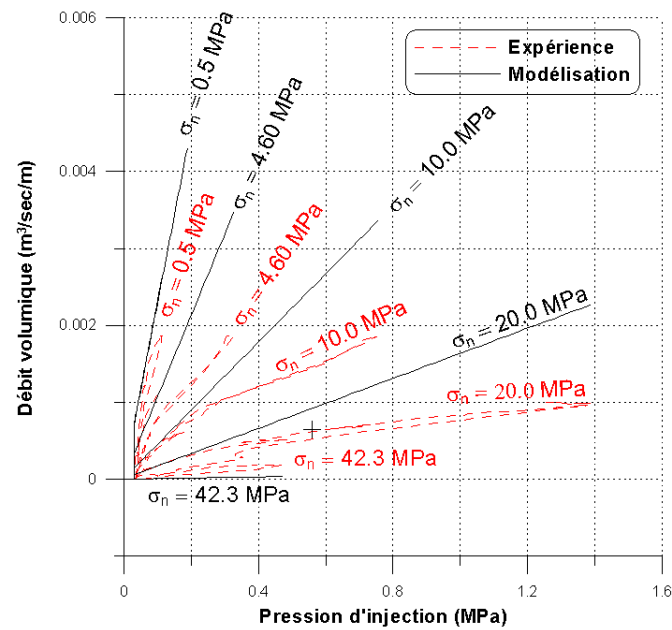


FIG. C.77 – Modélisation d'essai hydromécanique de compression simple sur le joint JS2 ( $\sigma_n = 0 - 40$  MPa), débit volumique de l'eau en fonction de la pression d'injection.

## C.23 L'échantillon C39, Olsson [85]

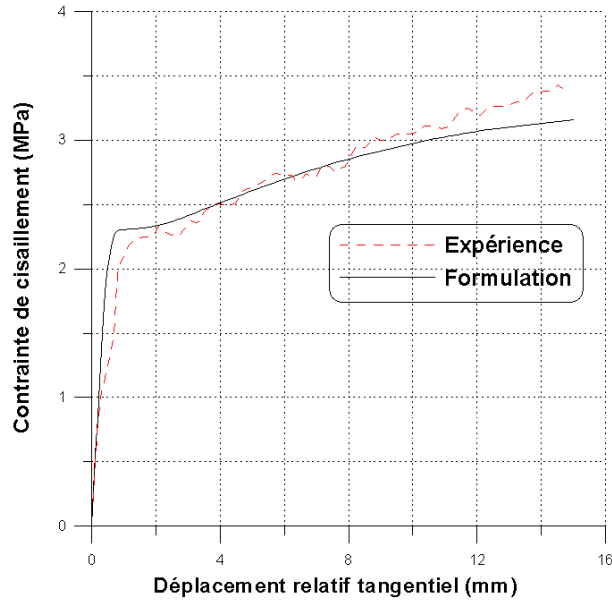


FIG. C.78 – Modélisation d’essai hydromécanique de cisaillement monotone à rigidité normale imposée sur le joint de Granite (C39) ( $K = 2 \text{ MPa/mm}$ ,  $\sigma_n = 2 \text{ MPa}$ ), contrainte de cisaillement en fonction du déplacement relatif tangentiel. Essai par Olsson [85].

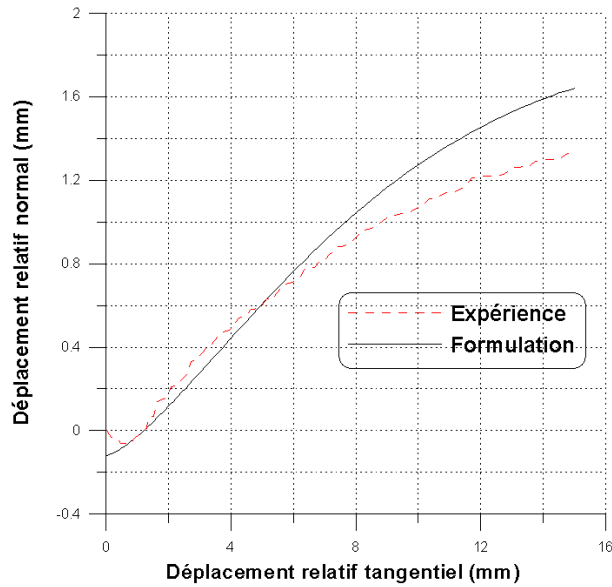


FIG. C.79 – Modélisation d’essai hydromécanique de cisaillement monotone à rigidité normale imposée sur le joint de Granite (C39) ( $K = 2 \text{ MPa/mm}$ ,  $\sigma_n = 2 \text{ MPa}$ ), déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel. Essai par Olsson [85].

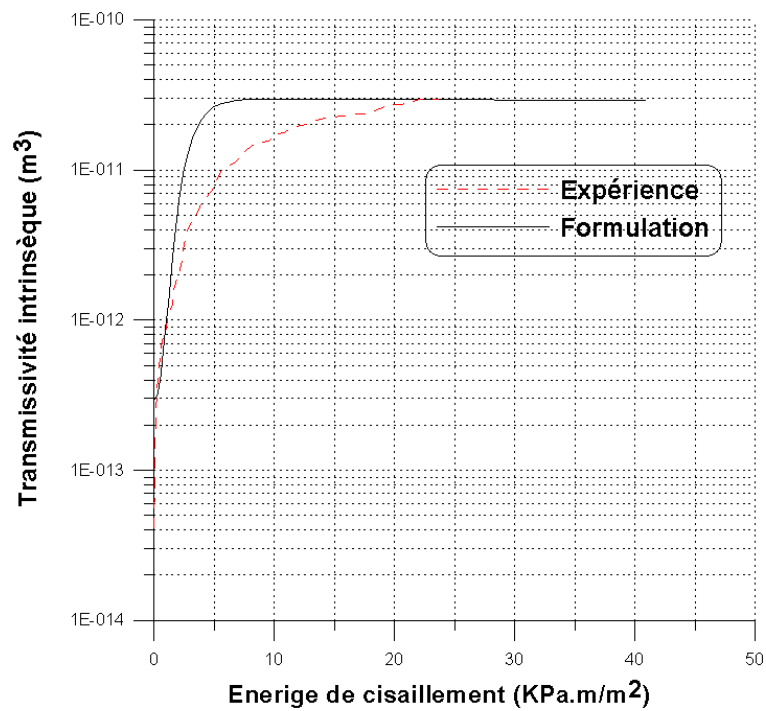


FIG. C.80 – Modélisation d'essai hydromécanique de cisaillement monotone à rigidité normale imposée sur le joint de Granite (C39) ( $K = 2$  MPa/mm,  $\sigma_n = 2$  MPa, transmissivité intrinsèque en fonction de l'énergie de cisaillement imposée. Essai par Olsson [85].